



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

PROPUESTA DE DISEÑO GEOMETRICO Y ESTRUCTURA DE PAVIMENTO ARTICULADO DEL TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE-GUAYAVILLA EN EL DEPARTAMENTO DE CHINANDEGA.

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Cristopher Alexander Lacayo Cerdas

Br. Yanier Yoel Espinoza Segovia

Tutor

Ing. Israel Morales

Managua, Octubre 2018

DEDICATORIA

A DIOS:

Quien nos ha guiado en todo el transcurso de nuestra carrera, nos ha dado salud, nos ha llenado de fuerza, sabiduría y nos ha regalado bendiciones cada día, sin esto no hubiera sido posible llegar a este punto tan importante en nuestras vidas y por estar con nosotros en todo momento.

A nuestros padres:

Por su apoyo incondicional, consejos, comprensión, amor, ayuda en los momentos difíciles, por brindarnos su apoyo con los recursos necesarios para terminar nuestra carrera. Muchas gracias por ser esos seres especiales que nos han dado todo lo que somos como persona, nuestros valores, principios, carácter, empeño, perseverancia; Los amamos.

A nuestros hermanos:

Porque estaban ahí cuando los necesitábamos, porque siempre creyeron en nosotros, por motivarnos y por tener siempre su cariño incondicional.

A nuestros maestros:

Quienes fueron los encargados de brindarnos todos sus conocimientos para nuestra formación como ingenieros civiles.

Cristopher Alexander Lacayo Cerdas.

Yanier Yoel Espinoza Segovia.

AGRADECIMIENTO

A Dios por su bondad por darnos tanta fuerza y coraje para hacer este sueño realidad.

A nuestros padres por enseñarnos todo el valor de la educación, que dentro de sus preocupaciones nos dieron la posibilidad de brillar.

A nuestros hermanos por sus consejos a quienes queremos con todo el corazón.

A nuestro tutor Ing. Israel Morales por ayudarnos y brindarnos su tiempo, y sus conocimientos para llevar a cabo nuestro trabajo monográfico.

A todos los catedráticos de nuestra alma mater por guiarnos a la buena práctica de la ingeniería.

A todas aquellas personas que de alguna forma nos han apoyado en todo el curso para salir adelante y para la elaboración de nuestra monografía.

Cristopher Alexander Lacayo Cerdas.

Yanier Yoel Espinoza Segovia.

RESUMEN EJECUTIVO

En este trabajo monográfico se determinan los estudios técnicos para la realización del proyecto: Propuesta de Diseño Geométrico y Estructura de Pavimento Articulado del Tramo San Francisco del Norte-Guayavilla en el Departamento de Chinandega.

Este documento consta de 5 capítulos donde se reflejan los resultados obtenidos después de realizados los estudios pertinentes para dicho proyecto.

GENERALIDADES

Aborda generalidades del tramo en estudio, donde se aborda la introducción, planteamiento del problema, objetivos, y los antecedentes históricos del pavimento.

ANALISIS DE TRÁNSITO

Consiste en las consideraciones que se tomaron en cuenta para la determinación del tránsito de diseño.

DISEÑO GEOMETRICO

Se presentan los cálculos realizados para el diseño geométrico de la vía. En el se muestra detalladamente todo lo relacionado con diseño de curvas horizontales, verticales, velocidad de diseño, bombeo, peralte, así como la elaboración de planos.

ESTUDIOS DE SUELO

Se muestran los resultados de los ensayos realizados a las muestras de suelo extraídas a lo largo del tramo en estudio y del banco de material más próximo al sitio del proyecto.

DISEÑO ESTRUCTURAL

Se presentan los resultados del estudio de diseño de pavimentos, haciendo uso del método de la AASHTO-93 para obtener los espesores de las capas.

INDICE

CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCION.....	1
1.2. ANTECEDENTES.....	2
1.3. JUSTIFICACION	3
1.4. OBJETIVOS.....	4
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	4
1.4.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	4
CAPITULO II: ANÁLISIS DE TRANSITO	5
2.1. INTRODUCCION.....	5
2.2. CLASIFICACIÓN VEHICULAR.....	5
2.3. CONTEO VEHICULAR	6
2.3.1. TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL	7
2.4. PROYECCIÓN DEL TRÁNSITO	8
2.4.1. TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR.....	8
2.5. DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO DE DISEÑO	10
2.5.1. PERIODO DE DISEÑO	10
2.5.2. FACTOR DIRECCIONAL.....	11
2.5.3. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CARRIL	12
2.5.4. FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL	12
2.5.5. CALCULO DE TRÁNSITO DE DISEÑO	13
2.6. CALCULO DEL ESAL DE DISEÑO	14
2.6.1. FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA (F. ESAL)	14
CAPITULO III: DISEÑO GEOMÉTRICO.....	17
3.1. INTRODUCCION.....	17
3.2. TOPOGRAFÍA	17
3.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	18
3.3.1. METODO UTILIZADO	18
3.4. VELOCIDAD DE DISEÑO	19
3.4.1. TIPO DE ÁREA.....	19
3.4.2. CONDICIONES DEL TERRENO	19
3.4.3. VOLÚMENES DE TRANSITO	20
3.5. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA.....	21

3.6. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE ADELANTAMIENTO	21
3.7. CURVAS DE NIVEL.....	21
3.8. ALINEAMIENTO HORIZONTAL	21
3.8.1. PERALTE Y FACTOR DE FRICCION MAXIMA.....	21
3.8.2. RADIO MINIMO	22
3.8.3. LONGITUD DE TRANSICION	23
3.8.4. DESARROLLO DE BOMBEO – PERALTE	24
3.8.5. TRANSICION EN LA TANGENTE	25
3.8.6. HOMBROS	25
3.8.7. MEDIANA.....	26
3.8.8. BOMBEO.....	26
3.8.9. DRENAJE SUPERFICIAL	27
3.10. PERFIL LONGITUDINAL	27
3.10.1. RASANTE	28
3.10.2. PENDIENTE	28
3.10.3. CURVAS VERTICALES	29
3.10.4 ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LAS CURVAS VERTICALES	32
3.10.5. NORMAS GENERALES PARA EL PERFIL LONGITUDINAL	32
3.11. SECCIONES TRANSVERSALES.....	33
3.11.1. DERECHO DE VIA	33
3.12. ELABORACION DEL DISEÑO EN CIVIL 3D	34
3.13. CALCULOS PARA CURVAS HORIZONTALES.....	35
3.14. CALCULO PARA CURVAS VERTICALES	38
CAPITULO IV: ESTUDIOS DE SUELO	40
4.1. INTRODUCCION.....	40
4.2. TRABAJO DE CAMPO	40
4.2.1. SONDEOS EN LÍNEA.....	40
4.3. TRABAJO EN LABORATORIO.....	40
4.4. RESULTADO DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO.....	41
4.4.1. ANÁLISIS DE GRANULOMETRÍA ASTM D-422.....	41
4.6. LIMITE DE ATTERBERG	42
4.5. TABLA DE CLASIFICACION DE LOS SUELOS SEGÚN AASHTO M-145	44
4.7. RESULTADO DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO DE LOS SUELOS.....	45
4.8. PROCTOR ESTANDAR	46

4.8.1. BENEFICIOS DE LA COMPACTACIÓN	47
4.9. ENSAYE CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO; ENSAYO DE RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA)47	
4.9.1. CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN SU CBR	47
4.9.2. DETERMINACIÓN DE LOS VALORES PROMEDIOS DE CBR.....	48
4.10. BANCO DE MATERIAL.....	50
CAPITULO V: DISEÑO ESTRUCTURAL	52
5.1. INTRODUCCION.....	52
5.2. CONFIABILIDAD	53
5.3. VALORES DE ZR EN LA CURVA NORMAL PARA DIVERSOS GRADOS DE CONFIABILIDAD	54
5.4. DESVIACIÓN ESTÁNDAR DEL SISTEMA (SO)	54
5.5. SERVICIALIDAD	55
5.6. MÓDULO RESILIENTE	55
5.7. COEFICIENTES ESTRUCTURALES.....	56
5.7.1. COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE LA CARPETA (ADOQUÍN a1)	56
5.7.2. COEFICIENTE ESTRUCTURAL PARA BASE (a2)	56
5.8. CÁLCULO DE ESPESORES SEGÚN EL MÉTODO DE LA AASHTO-93	58
5.9. DECLARACIONES DE VARIABLES.....	59
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	60
6.1. CONCLUSIONES	60
6.2 RECOMENDACIONES.....	62
REFERENCIA BIBLIOGRAFICA.....	64
ANEXOS.....	I
PLANOS.....	XLV

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

El municipio de San Francisco del Norte pertenece al departamento de Chinandega, queda aproximadamente a unos 261 km de la capital (Managua).

San Francisco del Norte colinda al norte con la hermana República de Honduras, al sur con San Juan de Limay y San José de Cusmapa, al este con San Pedro del Norte y San Juan de Cinco Pinos y al oeste con Somotillo y Villa Nueva (**VER EN ANEXO, FIG. NO. 10, PAG II**).

En San Francisco del Norte se encuentra la comarca Guayavilla, esta comarca cuenta con unos 503 habitantes que transitan al casco urbano (San Francisco del Norte) con dificultades por el mal estado en que se encuentra la carretera que la conecta.

En los últimos años ha alcanzado un desarrollo socioeconómico, con mejor infraestructura en sus viviendas, producto de remesas, ganadería, agricultura y negocios locales.

En esta investigación se realizó el diseño geométrico y estructura de un pavimento semi-flexible(articulado). El tramo en estudio conecta la comarca Guayavilla con la cabecera municipal de San Francisco del Norte, con una longitud de 1.627 km, esta carretera se encuentra desprovista de una capa de material selecto, cauces naturales y quebradas que en temporada de inviernos sus caudales incrementan provocando dificultades de tránsitos a las personas con vehículos particulares y a la población en general que desee trasladarse entre ambos puntos.

Para el levantamiento planialtimétrico del tramo se ocuparon equipos topográficos, se realizaron ensayos de laboratorios para determinar la calidad de suelos y conteos vehiculares para determinar el tránsito actual para la proyección del TPDA del sitio, para saber las cargas que soportará la carretera del pavimento, se utilizó software como civil 3D, para el diseño geométrico de la carretera, así como el uso del método del AASHTO 93 para el diseño del pavimento articulado.

1.2. ANTECEDENTES

En los últimos años se han venido mejorando las principales vías del país, al igual que las vías secundarias y terciarias ya que el tránsito vehicular ha aumentado, y ha obligado a las alcaldías municipales a mejorar estas carreteras o caminos.

Las vías de acceso interno al municipio están constituidas por calles empedradas, losas de concreto, adoquines y material selecto.

En lo que se refiere a las vías de acceso al área rural del municipio, algunas comarcas cuentan con todas sus calles pavimentadas, pero las carreteras que conducen al municipio son con material selecto o solamente trochas.

El municipio cuenta con 46 caminos transitables en todo el año, lo cual se categorizan como caminos de todo tiempo, según las investigaciones que hemos realizado la carretera surgió desde tiempos remotos, cuando los primeros pobladores llegaron al municipio, buscaron distintos lugares para establecerse y para conectarse entre asentamientos hacían sus propios caminos, y que con el tiempo se reemplazó sobre el mismo perfil una trocha que luego fue mejorada con material selecto.

El tramo en estudio no cuenta con levantamiento topográfico, ni estudios de suelos, ni conteo vehicular. En este tramo se ha construido cunetas para el drenaje del agua pluvial para que así el camino no sea afectado aún más, provocando baches o montículos que impidan el paso vehicular o peatonal.

Desde la estación 0+000 hasta la estación 1+627 la capa de rodadura está conformada por una capa de material selecto.

1.3. JUSTIFICACION

La comarca Guayavilla se ha considerado una de las vías más importantes dado a que su ubicación geográfica conecta a las diversas comarcas del municipio, que también se enlaza al municipio vecino San Juan de Limay y San José de Cusmapa siendo esta la única ruta que conecta a tal lugar, dando paso al departamento de Estelí.

Los pobladores de la comarca y los que se encuentran en sus alrededores, transportistas, comerciantes y personas que circulan a pie, se verían beneficiados ya que:






- a) Los peatones que circulan sobre la vía, tendrían mayor seguridad y un viaje más cómodo.
- b) Los taxistas volverían a operar generándoles ahorros de combustible y de mantenimiento y la vida útil del vehículo sería más prolongada.
- c) Los camiones distribuidores llegarían a ofrecer sus productos hasta las comarcas y los comerciantes ya no tendrían que ir hasta el municipio a realizar sus pedidos.
- d) Para los transportistas sería un viaje más rápido y los usuarios tendrían un servicio más cómodo.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Proponer el diseño geométrico y estructura de pavimento articulado de una longitud de 1.627 km de carretera con el fin de mejorar la situación vial en el tramo San Francisco del Norte-Guayabilla situado en el departamento de Chinandega.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

-  Analizar los volúmenes de tránsito actual a través de un conteo vehicular para obtener el tránsito promedio diario anual (TPDA) y las cargas de diseño para el periodo de proyección.
-  Efectuar un levantamiento topográfico del sitio en estudio utilizando el instrumento de estación total con sus componentes, para obtener los datos planialtimétrico requeridas y proceder a los respectivos diseños.
-  Determinar las características física-mecánico de los suelos y banco de materiales existentes, para el uso apropiado en el diseño de la estructura de pavimento.
-  Realizar el diseño geométrico del tramo, utilizando el software Civil 3D 2017, aplicando las Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras y Calles (AASHTO 93) y las Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2da. Edición), para garantizar la comodidad y seguridad de los usuarios.
-  Calcular los espesores de las diversas capas del pavimento articulado aplicando el método de la AASHTO 93 para soportar las cargas de diseño.

CAPITULO II: ANÁLISIS DE TRANSITO

2.1. INTRODUCCION

El tránsito es uno de los factores más importante para el diseño de pavimento ya que este nos proporciona el número de vehículos actuales que circulan en el tramo de estudio y posteriormente el tránsito de diseño que permitirá establecer las cargas que soportará la carretera. Un aspecto importante para determinar las cargas que actuarán en el pavimento es la determinación de la tasa vehicular por tipo de vehículo, la cual se estima en base a las condiciones poblacionales y económicas de la zona de influencia de la carretera.

Los métodos que se utilizan para el diseño de pavimento como lo es la norma de diseño AASHTO 93 se caracteriza en transformar los diferentes tipos de vehículos en un eje estándar equivalente en el periodo de diseño (ESAL).

Las cargas circulantes en el sitio de estudio se determinaron por medio de aforos vehiculares realizados en la zona con un período de duración de 12 horas, durante el fin de semana. Los resultados del conteo vehicular fueron sometidos a un análisis con el fin de proponer un diseño de pavimento que cumpla con los requerimientos y las necesidades proyectadas.

2.2. CLASIFICACIÓN VEHICULAR

Para proceder a la elaboración del conteo vehicular en el sitio es necesario conocer las diferentes características de los vehículos ya que estas permiten la correcta clasificación de cada uno de ellos de acuerdo con sus cargas y funciones.

Según el anuario de tráfico del Ministerio de Transporte e infraestructura (MTI), los vehículos se clasifican en cuatro categorías:

Motocicletas: se incluyen todas las categorías de dos, tres y cuatro ruedas de vehículos motorizados. se incluyen scooter, motonetas, motocarros, cuadra ciclos y otros triciclos a motor.

Vehículos livianos: son vehículos automotores de cuatro ruedas que incluyen automóviles, jeep, camionetas y microbuses de uso personal.

Vehículos pesados de pasajeros: son vehículos destinados al transporte público de pasajeros de cuatro, seis y más ruedas, que incluyen los microbuses pequeños, microbuses medianos, buses medianos y grandes.

Vehículos pesados de carga: son vehículos destinados al transporte pesado de cargas mayores o iguales de tres o más toneladas y que tienen seis o más ruedas en 2, 3, 4 y 5 y más ejes, estos vehículos incluyen los camiones de dos ejes C2, camiones C3, C2R2 y vehículos articulados de cinco y seis ejes de los tipos (T3S2) y (T3S3), así como vehículos agrícolas y de construcción.

2.3. CONTEO VEHICULAR

Para conocer las cargas actuantes, se necesita estimar por medio de aforos la cantidad de vehículos que transitan por la zona de acuerdo con las características propias de cada uno de los vehículos, según su clasificación.

Los aforos se realizaron en un periodo de duración de 12 horas de 7 am-7 pm, durante el segundo cuatrimestre, en el mes de mayo del año 2017.

TABLA NO 1. RESUMEN DE CONTEO FIN DE SEMANA Y TRANSITO PROMEDIO DIURNO

Estacion No: <u>1</u>		Tramo: <u>San Francisco del Norte - Guayabilla</u>						Ubicacion Km: Est 0+000				Dias: 3		Horas: 12		Mes/Año: Mayo 2017			Sentido: 2		
CONTEO VEHICULAR TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE-GUAYABILLA MAYO 2017																					
DIA	VEHICULOS DE PASAJEROS							VEHICULOS DE CARGA								OTROS VEHICULOS PESADOS			Total Veh.		
	Vehiculos livianos				Autobuses			Camiones				Camion		Trailer Articulado Tx-Sx							
	Motos	Autos	Jeep /SUV	Pick-Up	Micro bus	Mini bus	Grande	Camion Ligero	C2 > 4 ton	C3	C4	≤4 eje	≤5 eje	T2-S1	T2-S2	T3-S2	T3-S3	Agricola		Const.	Otros
VIERNES	102	2	2	37	0	0	7	2	5	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	178
SABADO	83	2	1	40	0	0	6	2	5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	13	153
DOMINGO	97	4	1	55	0	0	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	168
TOTAL (TD)	282	8	4	132	0	0	18	6	10	8	0	0	0	1	0	0	0	0	0	30	499

Fuente: Elaboración propia.

2.3.1. TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL

El tránsito promedio diario anual se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto de una carretera en un período de tiempo determinado.

Para obtener el TPDA del tramo San Francisco del Norte-Guayabilla, se ha tomado como referencia los valores del anuario de aforo de tráfico del MTI, en el cual se establecen una serie de estaciones permanentes ubicadas en toda la red vial del país.

La estación permanente que se adapta al flujo vehicular del tramo San Francisco del Norte-Guayabilla es la EMC 1802 ubicada en el tramo San Marcos-Masatepe. Los valores asociados a la estación permanente permitirán ajustar el tránsito promedio diario (TPD) de la zona en estudio, de tal manera que este se proyecte a un tránsito promedio diario anual (TPDA).

TABLA NO 2. ESTACION DE MAYOR COBERTURA 1802 SAN MARCOS - MASATEPE

ESTACION DE MAYOR COBERTURA (EMC)	NIC	Nº ESTACION	TIPO	Pkm	NOMBRE DEL TRAMO
1802 San Marcos – Masatepe	NIC – 32B	3204	ECS	260.0	San Francisco del Norte – San Juan de Limay

Fuente: Anuario de Aforo de Trafico, 2016, MTI, pag 54.

Los factores de proyección utilizados se muestran en la siguiente imagen:

TABLA NO 3. FACTORES DEL SEGUNDO CUATRIMESTRE DEL AÑO MAYO- AGOSTO DE 2016, ESTACIÓN DE MAYOR COBERTURA 1802 SAN MARCOS - MASATEPE

Descripción	Moto	Carro	Jeep	Camioneta	Micro Bus	Mini Bus	Bus	Liv. 2-5 t.	C2	C3	Tx- Sx<=4	Tx- Sx>=5	Cx- Rx<=4	Cx- Rx>=5	V.A	V.C	Otros
Factor Día	1.36	1.49	1.37	1.32	1.30	1.20	1.29	1.29	1.22	1.20	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.11
Factor Semana	0.96	1.04	1.02	1.01	0.94	0.96	0.91	0.92	0.86	0.88	1.00	0.87	1.00	1.00	1.00	1.00	1.03
Factor Fin de Semana	1.13	0.90	0.96	0.98	1.17	1.13	1.35	1.27	1.68	1.51	1.00	1.64	1.00	1.00	1.00	1.00	0.93
Factor Expansión a TPDA	1.02	1.00	0.94	0.98	0.97	1.00	0.98	0.95	1.11	0.94	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.16

Fuente: Anuario de Aforo de Trafico, 2016, MTI, pag 315.

El factor día, factor fin de semana y factor expansión a TPDA, son los empleados para proyectar el tránsito diario a Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA). Por consiguiente, el Tránsito Promedio Diario Anual del sitio será el siguiente:

TABLA NO 4. RESUMEN DE CALCULO PARA EL TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA) 2017.

GRUPO	VEHICULOS DE PASAJEROS							VEHICULOS DE CARGA							OTROS VEHICULOS PESADOS			Total Veh.	
	Motos	Autos	Jeep/SUV	Pick-Up	Microbus	Minibus	Grande	Camiones			Camion Remolque Cx-Rx		Trailer Articulado Tx-Sx						
								Camion Ligero	C2>4ton	C3	Tx-Sx ≤4 e	Tx-Sx ≤5 e	Cx-Rx ≤4 e	Cx-Rx ≤5 e					
															2	3	4		5
TP(D)	90	3	1	48	0	0	6	2	3	8	0	0	1	0	0	0	9	171	
Factor Dia	1.36	1.49	1.37	1.32	1.3	1.2	1.29	1.29	1.22	1.2	1	1.35	1	1	1	1	1.11		
Factor Fin de Semana	1.13	0.9	0.96	0.98	1.17	1.13	1.35	1.27	1.68	1.51	1	1.64	1	1	1	1	0.93		
Factor Expasion a TPDA	1.02	1	0.94	0.98	0.97	1	0.98	0.95	1.11	0.94	1	1.3	1	1	1	1	1.16		
TPDA	142	5	2	61	0	0	11	4	7	14	0	0	1	0	0	0	11	258	
% TPDA	55.04	1.94	0.78	23.64	0.00	0.00	4.26	1.55	2.71	5.43	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00	0.00	4.26	100.00	
% Vehiculos Liviano	85.66%							% Vehiculo Pesado			10.08%							4.26%	100.00%

Fuente: Elaboración propia

De la tabla se puede concluir que el TPDA del año 2017 calculado para la zona de estudio es aproximadamente de 258 veh/día.

2.4. PROYECCIÓN DEL TRÁNSITO

2.4.1. TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR

Es el porcentaje que simboliza el aumento de tráfico de una zona, según la población, el Producto Interno Bruto (PIB) y el aumento vehicular. Se tomaron los puntos ya antes mencionados con el objetivo de establecer la tasa de crecimiento vehicular, la cual se utilizará para proyectar el tránsito futuro que tendrá el tramo.

2.4.1.1. CRECIMIENTO POBLACIONAL

Es el incremento poblacional en una zona específica, la cual se cuantifica por la natalidad en unidad de tiempo, indicando el crecimiento y/o decrecimiento de la población.

TABLA NO 5. CRECIMIENTO POBLACIONAL

<i>Población total, Distribución porcentual y tasa de crecimiento</i>					
Descripción	1995	%	2005	%	Tasa de crecimiento
Republica	4357099	100	5142098	100	<u>1.7</u>
Chinandega	350212	8.04	378970	7.37	<u>0.8</u>

Fuente: VIII Censo de población y IV de Vivienda, 2005, INIDE

Según el último censo realizado en el año 2005 por el Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE), el departamento de Chinandega posee una tasa de crecimiento del 0.8%.

2.4.1.2. CRECIMIENTO VEHICULAR

Para calcular la tasa de crecimiento vehicular, se necesitan los datos históricos de la estación permanente o de mayor cobertura seleccionada. La siguiente ecuación permite definir el valor de la tasa de crecimiento:

$$TC = \left(\frac{TPDAf}{TPDAi} \right)^{1/n} - 1 \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

TC: Tasa de crecimiento vehicular

TPDAf: Tráfico Promedio Diario Actual

TPDAi: Tráfico Promedio Diario del Año base

n: Diferencia de años

TABLA NO 6. CRECIMIENTO VEHICULAR EMC 1802 (2009-2016)

<i>Datos Históricos del TPDA: Estacion 1802, San Marcos-Masatepe</i>		
Año	2009	2016
TPDA	4887	8501

Fuente: Anuario de Aforo de Trafico MTI 2016 y MTI 2009

Aplicando la **Ec. 1** se obtiene el siguiente resultado:

$$n = 2016 - 2009 = 7$$

$$TC = \left(\frac{TPDAf}{TPDAi} \right)^{1/n} - 1 = \left(\frac{8501}{4887} \right)^{1/7} - 1 = 8.23\%$$

Se concluye que la tasa de crecimiento actual en la EMC 1802 San Marcos - Masatepe es de 8.23% en el periodo 2009-2016.

Nota: Dado que no hay datos históricos de conteos vehiculares en el sitio, se toma en cuenta la dependencia de la Estación de Mayor Cobertura 1802, San Marcos – Masatepe.

2.4.1.3. PRODUCTO INTERNO BRUTO (PIB)

El Producto Interno Bruto expresa en porcentaje la cantidad de valor monetario de una región específica en producción de bienes y servicios en un determinado periodo.

Según el informe de estado de economía proporcionado por el Banco Central de Nicaragua (BCN) el porcentaje del PIB es de 4.5%.

TABLA NO 7. CRECIMIENTO ECONOMICO

Estado de la Economía, Diciembre 2016			
Principales indicadores macroeconómicos 2015-2017			
Conceptos	2015	Proyecciones	
		2016	2017
Actividad económica			
PIB (<i>tasas de crecimiento real</i>)	4.9	4.6-4.9	4.5-5.0
PIB (<i>millones C\$ corrientes</i>)	345,958.6	377,608.0	419,852.6
PIB (<i>millones US\$</i>)	12,692.5	13,193.3	13,971.5
PIB per-cápita (<i>US\$</i>)	2,026.7	2,084.9	2,185.2

Fuente: Estado de la economía y perspectiva 2014-2018, pág. 26, BCN.

Considerando los datos obtenidos anteriormente, se hará un promedio tomando en cuenta el crecimiento poblacional, vehicular y económico, resultando un porcentaje de crecimiento del 4.51%.

2.5. DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO DE DISEÑO

2.5.1. PERIODO DE DISEÑO

Es el tiempo total para el cual se diseña un pavimento en función de la proyección del tránsito y el tiempo que se considere apropiado para que las condiciones del entorno se comiencen a alterar desproporcionadamente.

TABLA NO 8. CLASIFICACION FUNCIONAL DE LAS CARRETERAS REGIONALES, POR SU TPDA.

TPDA	> 20,000		20,000 – 10,000		10,000–3,000		3,000 - 500	
Clasificación Funcional	C	S	C	S	C	S	C	S
AR – Autopistas Regionales	6 – 8	Pav.	4 – 6	Pav.				
TS – Troncales Suburbanas	4	Pav.	2 - 4	Pav.	2	Pav.		
TR – Troncales Rurales	4	Pav.	2 – 4	Pav.	2	Pav.		
CS – Colectoras Suburbanas			2 - 4	Pav.	2	Pav.	2	Pav.
CR – Colectoras Rurales					2	Pav.	2	Pav.

TPDA = Tránsito promedio diario anual; C= Número de carriles; S= Superficie de rodadura;
Pav. = pavimentadas

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2004, pág. 87.

Se clasifico el tramo San Francisco del Norte-Guayabilla como una Colectora Rural debido a que el TPDA calculado (258 veh/día) es menor al rango de 3000-500, establecido en la Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (Ver Tabla No.8).

Se recomienda periodos de diseño según el tipo de carretera que se analice, la siguiente imagen muestra los periodos adecuados según el Manual Centroamericano para el Diseño de Pavimentos. En este caso al ser una Colectora Rural, se seleccionó un periodo de diseño de 20 años.

TABLA NO 9. PERIODOS DE DISEÑO

Tipo de Carretera	Período de Diseño
Autopista Regional	20 – 40 años
Troncales suburbanas	15 – 30 años
Troncales Rurales	
Colectoras Suburbanas	10 – 20 años
Colectoras Rurales	

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, 2002, SIECA, Capitulo 7, pág. 3.

2.5.2. FACTOR DIRECCIONAL

Es el factor del total del flujo vehicular censado, en la mayoría de los casos este valor es del 50% o 0.5; ya que la mitad de los vehículos van en una dirección y la otra mitad en la otra dirección. Puede darse el caso de ser mayor en una dirección que en la otra, lo cual puede deducirse del conteo de transito efectuado.

TABLA NO 10. FACTOR DE DISTRIBICION POR DIRECCION

Número de carriles en ambas direcciones	LD ¹⁰
2	50
4	45
6 o más	40

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, 2002, SIECA, Capítulo 3, pág. 29.

Los valores mostrados en la tabla están en porcentaje.

Se utilizó un factor de 0.5 ya que el tramo constará con 2 carriles en ambas direcciones.

2.5.3. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CARRIL

Se define por el carril de diseño que recibe el mayor número de ESAL's. Para camino de dos carriles, cualquiera de los dos puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito en ambas direcciones es proporcional.

TABLA NO 11. FACTOR DE DISTRIBICION POR CARRIL

Número de carriles en una sola dirección	LC ¹¹
1	1.00
2	0.80 – 1.00
3	0.60 – 0.80
4	0.50 – 0.75

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, 2002, SIECA, Capítulo 3, pág. 29.

Para el tramo se utilizó un factor de distribución de carril (LC) igual a 1 porque solo presenta un solo sentido direccional en cada carril.

2.5.4. FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL

Se utilizará la siguiente ecuación para determinar el valor con el cual se proyectará el tránsito actual en base al periodo de diseño y el incremento vehicular.

$$FCA = \frac{(1+i)^n - 1}{i} * 365 \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

FCA: factor de crecimiento anual

i: tasa de crecimiento de tránsito

n: periodo de diseño

Los datos por utilizar son los siguientes: i = 4.51% y n = 20 años

$$FCA = \frac{(1 + 0.0451)^{20} - 1}{0.0451} * 365 = 11,462.57$$

$$FC = 11462.5696$$

2.5.5. CALCULO DE TRÁNSITO DE DISEÑO

El tránsito de diseño no es más que el volumen de tránsito requerido que circulará en la vía, este establecerá una carga actuante en el pavimento que debe tolerar a lo largo de su vida útil.

Para calcular el tránsito de diseño se utilizará la siguiente formula:

$$TD = TPDA * FC * LD * LC \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

TPDA = transito promedio diario anual calculado

FC = factor de crecimiento vehicular

LD = factor de distribución direccional

LC = factor de distribución por carril

Los cálculos del tránsito de diseño se muestran en la siguiente tabla:

TABLA NO 12. CALCULO DE TRANSITO DE DISEÑO(TD)

Tipo de Vehículo	TPDA ₂₀₁₇	FC	DD	Factor LD	TD
Motos	142	11462.57	0.5	1	813842.5
Autos	5	11462.57	0.5	1	28656.43
Jeep	2	11462.57	0.5	1	11462.57
Pick Up	61	11462.57	0.5	1	349608.4
Bus	11	11462.57	0.5	1	63044.14
Camión ligero	4	11462.57	0.5	1	22925.14
C2	7	11462.57	0.5	1	40119
C3	14	11462.57	0.5	1	80237.99
T2-S1	1	11462.57	0.5	1	5731.285
Total					<u>1415627</u>

Fuente: elaboración propia

2.6. CALCULO DEL ESAL DE DISEÑO

El volumen de tránsito del carril de diseño se convierte a un determinado número de ESAL, que es Equivalent Single Axle Load, que es el parámetro usado en el diseño de la estructura del pavimento. El ESA es un eje estándar compuesto por un eje sencillo con dos ruedas en los extremos. El ESAL pesa 18,000 lb o 8.2 tn o 80 kN, y se considera que ejerce un efecto dañino sobre el pavimento como 1.

2.6.1. FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA (F. ESAL)


Con el objeto de evaluar el efecto dañino, en un pavimento flexible, de las cargas diferentes a un eje estándar, se han considerado factores de equivalencia de carga por eje, F. ESAL. Estos valores se obtuvieron a partir de los resultados experimentales de la AASHTO Road Test. Los valores de F. ESAL utilizados para el cálculo del ESAL de diseño se encuentran en la guía AASHTO 93.

El siguiente cuadro detalla los cálculos realizados para la determinación del diseño del ESAL por eje para cada tipo de vehículo el cual se subdividen en tres categorías: Simple, Tándem y Tridem.

- **Ejes simple**
Vehículos de un solo eje.
- **Ejes Tándem**
Vehículos de dos ejes.
- **Ejes Tridem**
Vehículos de tres ejes.

Ejemplo de cálculo para el camión tipo C3.

TABLA NO 13. DIAGRAMAS DE CARGAS PERMISIBLES

TIPO DE VEHICULOS	ESQUEMAS DE VEHICULOS	PESO MAXIMO AUTORIZADO						Peso Máximo Total (1) Ton - Met.
		1er. Eje	2do. Eje	3er. Eje	4to. Eje	5to. Eje	6to. Eje	
C3		5.00	16.00					21.00
12			8.00	8.00				

Fuente: Clasificación vehicular, MTI.

5 ton = 11000 lbs (Eje Simple)

16 ton = 35,200 lbs (Eje Tandem)

En la tabla de factor de equivalencia (VER EN ANEXO, TABLA. NO. 46, PAG VIII) interpolamos los valores:

Cargas Por Eje	Factores Equivalentes de Cargas
Libras	Eje Simple
10,000	0.0877
11,000	X
12,000	0.189

$$X = \left(\frac{(0.189 - 0.0877)}{(12,000 - 10,000)} \times (11,000 - 10,000) \right) + 0.0877$$

$$X = 0.1384$$

Para 11,000 libras el factor de ESAL es de 0.1384

Cargas Por Eje	Factores Equivalentes de Cargas
Libras	Eje Tándem
34,000	1.095
35,200	X
36,000	1.38

$$X = \left(\frac{(1.38 - 1.095)}{(36,000 - 34,000)} \times (35,200 - 34,000) \right) + 1.095$$

$$X = 1.266$$

Para 36,200 libras el factor de ESAL es de 1.266

Sumando los dos factores: $0.1384 + 1.266 = 1.4044$

Introduciéndolos en la formula tomando en cuenta que el Tránsito de diseño del C3 es de 80,237.99.

Se calcula lo siguiente:

$$ESAL = TD * F. ESAL$$

$$ESAL = 80,237.99 \times 1.4044$$

$$ESAL = 112,686.23$$

Determinamos que la carga de ejes equivalente del camión tipo C3 es de 112,686.23

Ecuación del ESAL de diseño

$$ESAL \text{ DISEÑO} = TD * F. ESAL \quad \text{Ec. 4}$$

TABLA NO.14. CALCULO DE EJES EQUIVALENTES (ESAL)

Año de Diseño:2037				
Tipo de Vehículo	W por ejes (libras)	TD	F. ESAL	ESAL Diseño
Motos	Se desprecia			
Autos	2200	28656.4	0.00037	10.602868
	2200		0.00037	10.602868
Jeep	2200	11462.57	0.00037	4.2411509
	2200		0.00037	4.2411509
Pick Up	2200	349608.385	0.00037	129.3551
	4400		0.0038	1328.5119
Bus	11000	63044.135	0.1384	8725.3083
	22000		2.18	137436.21
Camión ligero	8800	22925.14	0.055	1260.8827
	17600		0.9246	21196.584
C2	11000	40118.995	0.1384	5552.4689
	22000		2.18	87459.409
C3	11000	80237.99	0.1384	11104.938
	35200		1.266	101581.3
T2-S1	11000	5731.29	0.1384	793.21054
	19800		1.459	8361.9521
	19800		1.459	8361.9521
Total				393321.77

Fuente: Elaboración Propia.

ESAL = 393,321.77 ejes equivalente por carril de diseño.

CAPITULO III: DISEÑO GEOMÉTRICO

3.1. INTRODUCCION

El diseño geométrico de carreteras es la técnica de ingeniería civil que consiste en situar el trazado de una carretera o calle en el terreno. Los condicionantes para situar una carretera sobre la superficie son muchos, entre ellos la topografía del terreno, la geología, el medio ambiente, la hidrología o factores sociales y urbanísticos.

Generalmente el diseño geométrico se lleva a cabo mediante un proceso de diseño iterativo, donde se va construyendo la geometría de la carretera a través de un modelo espacial que continuamente se evalúa, según todas las condiciones y objetivos del diseño, para proceder a introducir modificaciones continuas en el mismo, buscando la optimización de la realidad física y funcional final.

3.2. TOPOGRAFÍA

En el estudio y elaboración de cualquier proyecto de ingeniería que tengan como asiento la superficie de la tierra, es necesario el uso de la topografía en la elaboración del área destinada para la obra. Las características del terreno son la guía del diseñador, para la mejor distribución y ubicación, en sus aspectos funcionales.

En la geometrización del proyecto, donde se vinculan en forma analítica, los diferentes ejes de simetría de la obra, entre sí mismo y con elementos fijos del terreno, (puntos permanentes) con fines de su posterior replanteo.

La topografía se deriva en varias etapas, las cuales son:

Planimetría: La planimetría es la parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala de todos los detalles interesantes del terreno sobre una superficie plana (plano geometría), prescindiendo de su relieve y se representa en una proyección horizontal.

Altimetría: Se le da el nombre de altimetría al conjunto de operaciones por medio de las cuales se determina la elevación de uno o más puntos respecto a una superficie horizontal de referencia dada o imaginaria la cual es conocida como superficie o plano de comparación.

3.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El tramo en estudio tiene una longitud de 1.627 km, el levantamiento fue realizado en 3 días, obteniendo los datos necesarios para conocer las condiciones geográficas que se encuentra dicho camino.

Se ejecutó con la ayuda de una estación total Top-Con, bastones, primas y pintura en aerosol.

3.3.1. METODO UTILIZADO

El procedimiento utilizado para el levantamiento fue el método de perfil longitudinal y secciones transversales ya que el más conveniente por la geometría del lugar.

Todos los cálculos obtenidos de curvas de nivel, perfil longitudinal y el seccionamiento transversal fueron obtenidos mediante el software AutoCAD Civil3D, se realizaron las curvas de nivel, el alineamiento horizontal, perfil longitudinal y secciones transversales, todos estos son elementales para el diseño geométrico de nuestro pavimento articulado.

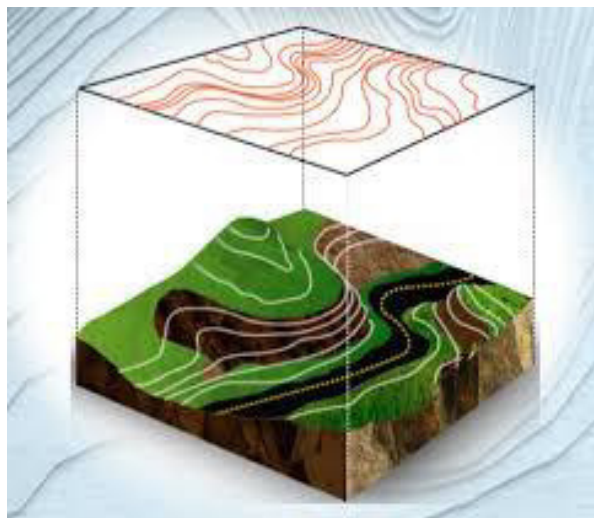


FIGURA NO.1 REPRESENTACION DE LA VISTA PLANIALTRIMETRICA

En el tramo de estudio se emplearon los siguientes detalles recopilados en el Manual Centroamericano para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales (SIECA) las cuales son:

3.4. VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño (también conocida como Velocidad Directriz) es la velocidad seleccionada para determinar varias características geométricas de la carretera. La velocidad de diseños asumida debe ser consistente con la topografía, el uso de la tierra adyacente y la clasificación funcional de la carretera.

La velocidad de diseño elegida debe ser consistente con la velocidad a la que un conductor probablemente conduzca con comodidad en la carretera construida.

En la selección de una adecuada velocidad de diseño para una carretera en particular, debe darse especial consideración a los siguientes aspectos:

3.4.1. TIPO DE ÁREA

En el tipo de área se pueden definir dos tipos:

- Rural. (Menor índice poblacional, se dedican a la agricultura y ganadería)
- Urbana. (Mayor índice de población y una economía orientada a la industria o los servicios)

Para clasificar el tipo de área donde se encuentra el tramo de diseño, se valoró que la ubicación de este sitio es alejada de la ciudad, población reducida y la mayoría de las personas son agricultores. Por ende, el tipo de área es rural.

3.4.2. CONDICIONES DEL TERRENO

Los tipos de condiciones de un terreno son las siguientes:

- Plano
- Ondulado
- Montañoso

Pendiente Natural

Por los estudios topográficos realizado, se denomina que la pendiente natural máxima es del 11%, por lo que el terreno es tipo Ondulado.

TABLA NO.15. CLASIFICACION DEL TERRENO SEGÚN SU PENDIENTE

Tipo de Terreno	Rango de Pendientes P(%)
Llano o Plano	$P \leq 5$
Ondulado	$5 > P \leq 15$
Montañoso	$15 > P \geq 30$

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2011, Pág. 116.

3.4.3. VOLÚMENES DE TRANSITO

TABLA NO. 16. CLASIFICACION DE LAS CARRETERAS

FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA(1)	NOMECLATURA	TPD(2) (AÑO FINAL DE DISEÑO)	Número de Carriles
ARTERIAL PRINCIPAL	AUTOPISTA	AA	>20,000	6-8
	ARTERIAL RURAL	AR	10,000-20,000	4-6
	ARTERIAL URBANA	AU	10,000-20,000	4-6
ARTERIAL MENOR	ARTERIAL MENOR RURAL	AMR	3,000-10,000	2
	ARTERIAL MENOR URBANA	AMU	3,000-10,000	2
COLECTOR MAYOR	COLECTOR MAYOR RURAL	CMR	10,000-20,000	4-6
	COLECTOR MAYOR URBANA	CMU	10,000-20,000	4-6
COLECTOR MENOR	COLECTOR MENOR RURAL	CR	500-3,000	2
	COLECTOR MENOR URBANA	CU	500-3,000	2
LOCAL	LOCAL RURAL	LR	100-500	2
	LOCAL URBANO	LU	100-500	2
	RURAL	R	<100	1-2

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2011, Pág. 33.

En autopistas y carreteras arteriales principales, en áreas rurales debe seleccionarse una velocidad de diseño de 110 KPH. En carretera colectoras de carriles múltiples, en áreas suburbanas y rurales, las apropiadas velocidades de diseño son de 80 a 100 KPH. En carreteras colectoras, el rango de velocidad debe ser de 30 a 80 KPH y rango de velocidades de 20 a 60 KPH pueden utilizarse en carreteras locales rurales.

En el tramo en estudio se tomará una velocidad de diseño de 20 KPH, por lo parámetros antes mencionados.

3.5. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

Esta es la distancia requerida por un conductor para detener su vehículo cuando surge una situación de peligro o percibe un objeto imprevisto delante de su recorrido. Esta distancia se calcula para que un conductor, por debajo del promedio, alcance a detener su vehículo ante el peligro u obstáculo que se le presente.

En la tabla (VER EN ANEXO, TABLA. NO. 48, PAG X), se muestra una distancia de visibilidad de parada de 20m para la velocidad de diseño seleccionada.

3.6. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE ADELANTAMIENTO

Por las condiciones geométricas del terreno, se recomienda no adelantar dentro de este tramo.

3.7. CURVAS DE NIVEL

El sistema de representación de curvas de nivel consiste en cortar la superficie del terreno mediante un conjunto de planos paralelos entre sí, separados una cierta distancia unos de otros. Cada plano corta al terreno formando una figura (plana) que recibe el nombre de curva de nivel. La proyección de todas estas curvas de nivel sobre un plano común da lugar a la representación buscada.

En el caso de tramo en estudio, se elaboró las curvas a nivel a partir de los puntos encontrados en el levantamiento topográfico. (VER EN ANEXO, PLANOS, PAG XLV).

3.8. ALINEAMIENTO HORIZONTAL

El alineamiento horizontal es la proyección del eje de la vía sobre un plano horizontal y está compuesto por rectas y curvas horizontales; las rectas se caracterizan por su “longitud y dirección”; los cambios de dirección de las rectas se suavizan con las curvas horizontales, las cuales se caracterizan por su “curvatura y su longitud”.

3.8.1. PERALTE Y FACTOR DE FRICCION MAXIMA

El peralte es la inclinación transversal, en relación con la horizontal, que se da a la calzada hacia el interior de la curva, para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo que transita por un alineamiento horizontal en curva. Dicha acción está contrarrestada también por el rozamiento entre ruedas y pavimento.

El peralte máximo definido por el tipo de área es del 10%.

TABLA NO. 17. PERALTE

Tasa de Sobreelevación, "e" en (%)	Tipo de Area
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	Suburbana
4	Urbana

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2004, Pág. 127.

El factor de fricción máxima es del 0.35 por la velocidad de diseño seleccionada

TABLA NO. 18. FACTOR DE FRICCION MAXIMA

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	FACTOR DE FRICCIÓN MÁXIMA	Peralte Máximo = 8%		GRADO DE CURVATURA (Degree)	Peralte Máximo = 10%		GRADO DE CURVATURA (Degree)
		RADIO (m)			RADIO (m)		
		CALCULADO	RECOMENDADO		CALCULADO	RECOMENDADO	
20	0.35	7.3	7	163°42'	7.0	7	163°42'
30	0.28	19.7	20	57°18'	18.6	19	60°19'
40	0.23	40.6	41	27°57'	38.2	38	30°09'
50	0.19	72.9	73	15°42'	67.9	68	16°51'
60	0.17	113.4	113	10°08'	105.0	105	10°55'
70	0.15	167.8	168	06°49'	154.3	154	07°26'
80	0.14	229.1	229	05°00'	210.0	210	05°27'
90	0.13	303.7	304	03°46'	277.3	277	04°08'
100	0.12	393.7	394	02°55'	357.9	358	03°12'
110	0.11	501.5	501	02°17'	453.7	454	02°31'
120	0.09	667.0	667	01°43'	596.8	597	01°55'

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2011, Pág. 89.

3.8.2. RADIO MINIMO

El radio mínimo es un valor limitante de la curvatura para una velocidad de diseño dada, que se relaciona con el peralte máximo y la máxima fricción lateral seleccionada para el diseño. Un vehículo se sale de control en una curva, ya sea porque el peralte o la sobreelevación de la curva no es suficiente para contrarrestar la velocidad, o porque la fricción lateral entre las ruedas y el pavimento es insuficiente y se produce el

deslizamiento del vehículo. Un vehículo derrapa en las curvas debido a la presencia de agua y arena sobre la superficie de rodamiento. El uso de radio más reducidos solamente puede lograrse a costas de incómodas tasas de peralte o apostando a coeficiente de fricción lateral que pueden no estar garantizados por la adherencia de las llantas con la superficie de rodamiento de la carretera.

El valor del radio mínimo se calcula de la siguiente manera:

$$R_{min} = \frac{V^2}{127(e + f)}$$

En donde:

R_{min} = Radio mínimo de curva, m.

e = Tasa de sobreelevación en fracción decimal.

f = Factor de fricción lateral.

V^{max} = Velocidad de diseño, en KPH

$$R_{min} = \frac{V^2}{127.15(e_{max} + f)}$$

$$R_{min} = \frac{(20)^2}{127.15(0.10 + 0.35)}$$

$$R_{min} = 6.99 \approx 7m$$

3.8.3. LONGITUD DE TRANSICION

El diseño de longitudes de transición en el alineamiento horizontal, tiene como finalidad dar seguridad al recorrido de los vehículos desde una sección en recto o tangente de una carretera a una determinada curva horizontal vertical.

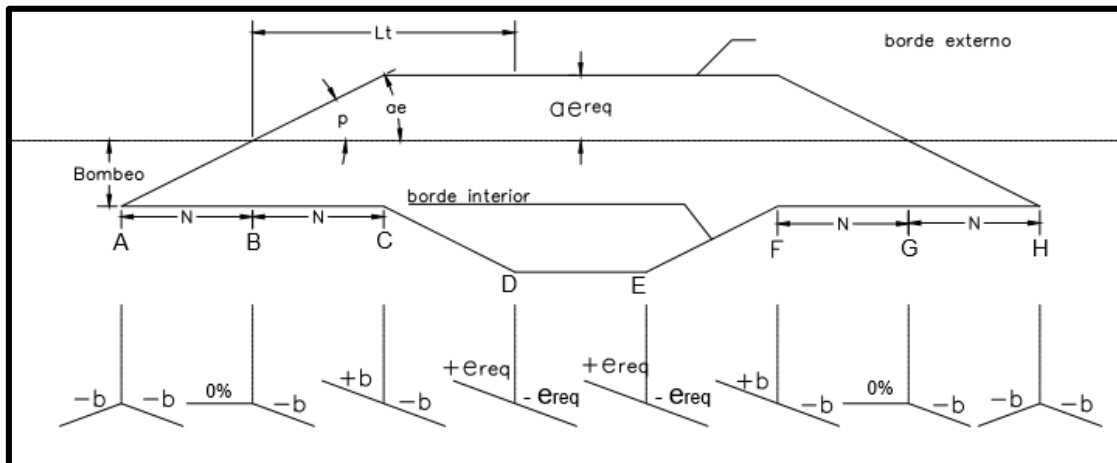
Se determina la longitud de transición tomando en cuenta el cuadro (VER EN ANEXO, TABLA. NO. 49, PAG XI).

$$L_s = 13mts$$

3.8.4. DESARROLLO DE BOMBEO – PERALTE

Según la relación con el alineamiento horizontal se puede presentar en bombeo y peralte.

FIGURA NO. 2. TRANSICION DE BOMBEO A PERALTE



El peralte requerido se calculará con la siguiente formula.

$$e_{req} = \frac{e_{max}}{G_{max}} (2G_{max} - G)G$$

La longitud de transición de bombeo – peralte

$$L_t = m \times a \times e_{req}$$

Donde:

$$m = 1.5625 \times V_{Diseño} + 75$$

a: ancho de carril en metros.

V: velocidad de diseño, en Km/h.

L_t : longitud de transición de bombeo – peralte.

Este último es la distancia comprendida entre el punto correspondiente al peralte requerido y el punto de intersección de los perfiles longitudinales del borde; de la misma manera,

$$N = a \times b \times m$$

N: es la longitud necesaria para la transición del bombeo exterior de la curva expresada en m, desde el $-b$ del 0% y desde el 0% al $+b$ representada en la FIGURA NO.2.

3.8.5. TRANSICION EN LA TANGENTE

Es el procedimiento más adecuado ya que la totalidad de la curva circular quedara diseñada con el valor del peralte requerido de acuerdo a su radio de curvatura. Puede que para el conductor sea un poco incómodo transitar sobre un tramo recto con una inclinación mayor a la del bombeo, pero se tiene la seguridad de que en el momento de tomar la curva circular la velocidad específica, el peralte será el necesario para contrarrestar la acción de la fuerza centrífuga, por lo tanto, se sacrifica la comodidad a cambio de la comodidad. De acuerdo a lo anterior se tiene que:

$$A = PC - LT - N$$

$$B = A + N$$

$$C = B + N$$

$$D = PC$$

$$E = PT$$

$$F = PT + LT - N$$

$$G = PT + LT$$

$$H = PT + LT + N$$

Dónde: A, B, C, D, E, F, G, H: Estaciones durante la transición. (VER FIGURA NO.2)

PC: Principio de la curva.

PT: Punto de terminación de la curva.

3.8.6. HOMBROS

Los hombros o espaldones, que son las franjas de carretera ubicadas contiguo a los carriles de circulación y que, en conjunto con éstos, constituyen la corona o sección comprendida entre los bordes de los taludes, tienen su justificación en la necesidad de proveer espacios para acomodar los vehículos que ocasionalmente sufren desperfectos durante su recorrido.

TABLA NO.19 ANCHO MINIMO DE HOMBROS Y ACERAS

Tipo de Carretera		Acceso	Tipo de Superficie	Ancho de Hombros (m)		Ancho de Aceras (m)
				Internos	Externos	
AR	Autopistas Regionales	Controlado	Alto	1.0 - 1.5	1.8 - 2.5	
TS	Troncales Suburbanas	Controlado	Alto	1.0 - 1.5	1.8 - 2.5	1.2 - 2.0
TR	Troncales Rurales	-	Alto	0.5 - 1.0*	1.2 - 1.8	1.2 - 1.5
CS	Colectoras Suburbanas	-	Intermedio	0.5*	1.2 - 1.5	1.0 - 1.2
CR	Colectoras Rurales	-	Intermedio	-	1.2 - 1.5	1.0 - 1.2

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2004, Pág. 100.

Este tramo por ser considerada una colectoras rural tendrá un ancho de hombro de 1,2 metros.

3.8.7. MEDIANA

En zonas rurales o montañosas el ancho mínimo de una mediana se puede reducir a un metro, llegando en casos extremos a limitarse a 0.5 metros, lo cual minimiza su participación de los beneficios anunciados. La experiencia ha demostrado que las medianas pueden tener anchos hasta de 12 metros o más, para incrementar al máximo la sensación de separación e independencia de operación de las corrientes opuestas. Dentro de este elenco de opciones y con una visión práctica, se recomiendan los anchos que muestra el siguiente cuadro, para aplicar a las carreteras del sistema regional centroamericano.

TABLA NO. 20. ANCHO DE MEDIANA RECOMENDABLES PARA CARRETERAS REGIONALES

Tipo	Clasificación	Ancho de Mediana (m)
AR	Autopistas Regionales	4 - 12
TS	Troncales Suburbanas	4 - 10
TR	Troncales Rurales	2 - 6
CS	Colectoras Suburbanas	Sin mediana
CR	Colectoras Rurales	Sin mediana

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2004, Pág. 106.

3.8.8. BOMBEO

Es la pendiente que se le da a la plataforma o corona en las tangentes de alineamiento horizontal con el objeto de facilitar el escurrimiento superficial del agua. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima

pendiente para que el conductor no experimente incomodidad o inseguridad. El bombeo depende del tipo de superficie de rodadura, representado en el siguiente cuadro.

TABLA NO. 21 PENDIENTE TRANSVERSAL DEL CARRIL (BOMBEO)

Tipo de Superficie	Rango de Pendiente Transversal
Alto	1.5 – 2.0
Bajo	2.0 – 6.0

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2011, Pág. 139.

Los pavimentos de tipo alto son aquellos que mantienen superficies lisas y propiedades antideslizantes en todo tipo de clima, y que, sometidos a cargas de altos volúmenes de tráfico pesado, requiere poco mantenimiento.

Los pavimentos de tipo bajo son los que están formados por superficies de terracería, sin tratar o tratadas mediante la inclusión de agregados pétreos.

Para el diseño geométrico se ocupará un bombeo del 2.0% en el carril, al hombro se la dará un bombeo de 4 %.

3.8.9. DRENAJE SUPERFICIAL

El drenaje superficial debe de estar bien diseñado para lograr evacuar rápidamente las aguas de la superficie de pavimento, evitando que el agua se infiltre en la estructura de pavimento provocando daños considerables a corto o largo plazo.

3.8.9.1. CUNETAS

Un canal es un conducto abierto para la conducción de aguas. Las cunetas son canales que se construyen a ambos lados y paralelamente a la carretera, con el fin de drenar el agua de lluvia que cae sobre la misma y sobre las áreas de taludes.

3.10. PERFIL LONGITUDINAL

Al proyectar sobre un plano vertical las distintas elevaciones del eje de la carretera, se obtiene el alineamiento vertical o perfil del eje de la carretera. En este alineamiento se representan tanto el perfil del terreno natural como el perfil terminado del eje de la

carretera, al cual se le llama rasante, o el perfil del eje terminado de la terracería, también conocido como sub-rasante. (VER EN ANEXO, PLANOS, PAG XLV).

Aparte de consideraciones de estética, costo de construcción, comodidad y economía en los costos de operación de los vehículos, siempre deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- Visibilidad.
- Composición del tránsito.
- Relación entre la velocidad y sus engranajes de cambio en la operación del vehículo.

3.10.1. RASANTE

Es la elevación del pavimento en el eje o línea central en carreteras bidireccionales; al proyectar sobre un plano vertical sus distintas elevaciones, se obtendrá en desarrollo de la plataforma o corona del camino, el cual estará formado por pendiente, ascendentes o descendentes y curvas verticales que las enlazan. En la sección transversal está representada en un punto.

3.10.2. PENDIENTE

Las clasificaciones del terreno pertenecen al carácter general de un corredor específico, debido a lo cual, las rutas en valles o zonas montañosas que tienen todas las características de las calles o carreteras que atraviesan un terreno plano u ondulado, deben clasificarse como planas u ondulado. En general, los terrenos ondulados generan pendientes más fuertes causando la reducción de las velocidades de los camiones debajo de los vehículos de pasajeros, en el terreno montañoso la situación es más grave, resultando en algunos camiones con velocidades muy bajas.

En el siguiente cuadro, muestra una clasificación de los terrenos en función de las pendientes naturales.

TABLA NO.22. CLASIFICACION DEL TERRENO SEGÚN SU PENDIENTE

Tipo de Terreno	Rango de Pendientes P(%)
Llano o Plano	$P \leq 5$
Ondulado	$5 > P \leq 15$
Montañoso	$15 > P \geq 30$

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2011, Pág. 116.

a) Pendiente Máxima:

El siguiente cuadro muestra las máximas pendientes sugeridas para carreteras rurales y/o locales, en función de la velocidad y del tipo de terreno.

TABLA NO.23. PENDIENTE MAXIMA PARA PENDIENTE DE CARRETERAS LOCALES RURALES

TIPO DE TERRENO	Máxima Pendiente (%) para la Velocidad de Diseño Especificada, KPH								
	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Plano	9	8	7	7	7	7	6	6	5
Lomerío	12	11	11	10	10	9	8	7	6
Montañoso	17	16	15	14	13	12	10	10	---

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2011, Pág. 120.

b) Pendiente Mínima:

Es la pendiente que se fija para permitir un drenaje adecuado, En los tramos en relleno puede ser nula, efectuándose el drenaje de la carretera mediante el bombeo transversal, pero en los tramos en corte se recomienda usar 0.50% permitiéndose, excepcionalmente hasta 0.30%.

Tomando en cuenta lo anterior. El diseño cumple perfectamente ya que como es un terreno montañoso están dentro del rango estipulado por la velocidad de diseño seleccionada.

3.10.3. CURVAS VERTICALES

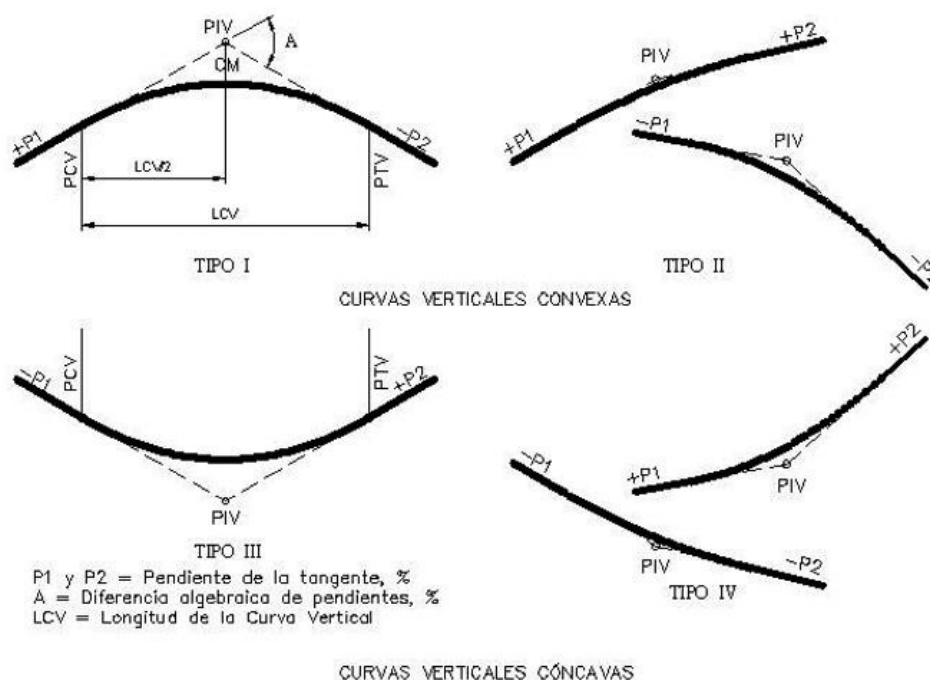
En términos generales existen curvas verticales en crestas o convexas y en columpio o cóncavas. Las primeras se diseñan de acuerdo a las más amplias distancias de visibilidad para la velocidad de diseño y las otras conforme a la distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño. De aplicación sencilla, las curvas verticales deben contribuir a la estética del trazado, ser confortables en su operación y facilitar las operaciones de drenaje de la carretera.

3.10.3.1. TIPOS DE CURVAS VERTICALES

Las curvas verticales pueden tener su concavidad hacia arriba o hacia abajo. Las curvas cóncavas hacia arriba se denominan curvas en cresta, y las curvas cóncavas hacia abajo se llaman curvas en columpio.

Dentro de este tipo de curvas verticales, el diseñador geométrico tiene la opción de calcular las curvas como curvas verticales simétrica o curva vertical asimétrica; estas opciones dependen del presupuesto del proyecto, características del terreno, estética y criterios de diseño que estén tomando en cuenta.

FIGURA NO.3. TIPOS DE CURVAS VERTICALES



Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2011, Pág. 123.

a. Curvas Verticales Simétricas

Son aquellas que se proyectan simétricamente con respecto al punto de intersección de la pendiente, de manera que sean iguales las proyecciones horizontales de las tangentes.

b. Curvas Verticales Asimétricas

Cuando las proyecciones horizontales de las tangentes tengan pendientes diferentes, se clasificarán como curvas verticales asimétrica. Este caso puede siempre presentarse cuando las pendientes de la rasante están determinadas y una de ellas se encuentra en un punto obligado que limita la longitud de una de las ramas de la parábola.

La curva que mejor satisface el cambio gradual de una tangente a otra es la parábola. Ya que está referida a dos ejes 'perpendiculares X y Y, con origen en el PCV, representan las coordenadas horizontales y verticales en cualquier punto de la curva.

En el perfil longitudinal elaborado en el diseño se muestran ambas curvas, convexas y cóncavas. (VER EN ANEXO, PLANOS, PAG XLV).

3.10.3.2. CURVAS VERTICAL EN CRESTA. (CONVEXAS)

Se diseñan de acuerdo a las más amplias distancias de visibilidad de parada para la respectiva velocidad de diseño. Existen dos condiciones de diseño:

La primera que la longitud de la curva (L) sea mayor que la distancia de visibilidad de parada: $L > D_{vp}$

La segunda que la longitud de la curva (L) sea menor que la distancia de visibilidad de parada: $L < D_{vp}$

3.10.3.3. CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO. (CONCAVAS)

Su diseño es conforme a la distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño (criterio de seguridad). Existen dos condiciones de diseño:

La primera que la longitud de la curva (L) sea mayor que la distancia de visibilidad de parada: $L > D_{vp}$

La segunda que la longitud de la curva (L) sea menor que la distancia de visibilidad de parada: $L < D_{vp}$

Para que las curvas verticales en columpio cumplan con la distancia de visibilidad necesaria, su longitud deberá calcularse usando la siguiente formula:

$$L = K \times A$$

3.10.4 ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LAS CURVAS VERTICALES

Longitud (L): longitud suficiente para mantener la visibilidad, comodidad y una buena estética. La longitud es la distancia medida horizontalmente entre el PCV y el PTV.

$$L = K \times A$$

Donde:

L = Longitud de la curva vertical.

A = $(P_2 - P_1)$, en %.

P₁ = Pendiente de entrada (%).

P₂ = Pendiente de salida (%).

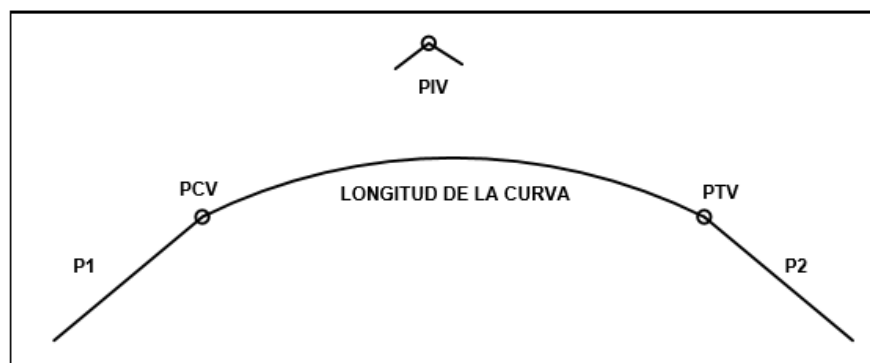
K = Factor que establece condiciones óptimas de visibilidad y drenaje en el sector de la curva.

PCV = Principio de curva vertical.

PIV = Punto de intersección vertical.

PTV = Punto final de la curva vertical.

FIGURA NO.4. ELEMENTOS GEOMETRICOS DE UNA CURVA VERTICAL



Fuente: Elaboración Propia.

3.10.5. NORMAS GENERALES PARA EL PERFIL LONGITUDINAL.

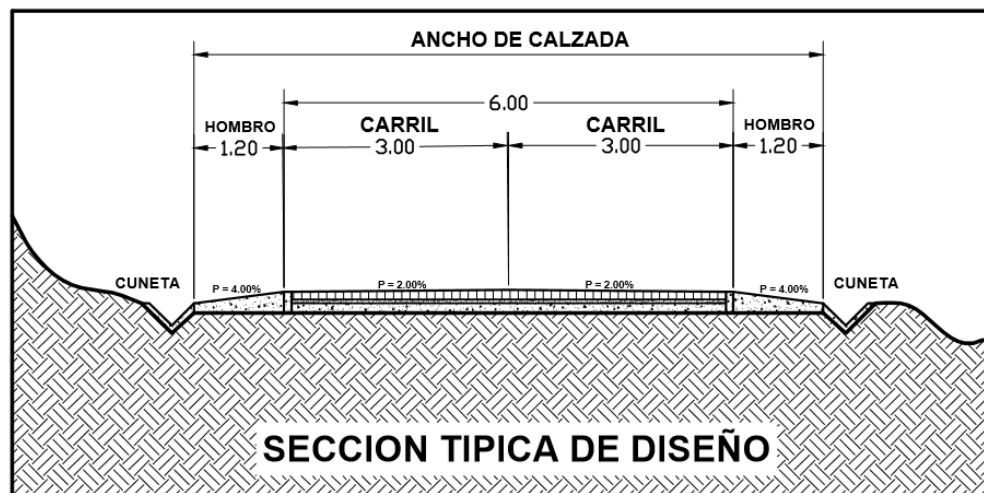
- $(P_2 - P_1) > 0.5\%$ para que se pueda realizar el diseño, ya que pendientes menores a esta son tan pequeñas que se pierden en la construcción.

- b. **Criterio de Seguridad:** Se aplica a curvas verticales en cresta y en columpio. La longitud de la curva debe ser mayor o igual a la distancia de visibilidad de parada.
- c. **Criterio de Comodidad:** Se aplica al diseño de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección se suma al peso propio del vehículo. Generalmente queda englobado siempre por el criterio de seguridad.
- d. **Criterio de drenaje:** Se aplica al diseño de curvas verticales en crestas y en columpio. Para advertir la necesidad de modificar las pendientes longitudinales de las cunetas.

3.11. SECCIONES TRANSVERSALES

La sección transversal de una carretera o calle en área urbana, muestra sus características geométricas, según un plano normal vertical a la superficie que contiene el eje de la carretera o calle. Dicha sección transversal varía de un punto a otro de la carretera ya que resulta de la combinación de los distintos elementos que la constituyen, cuyos tamaños, formas e interrelaciones dependen de las funciones que cumplen y de las características del trazado y del terreno en los puntos considerados.

FIGURA NO. 5. SECCION TIPICA DE DISEÑO



Fuente: Elaboración Propia.

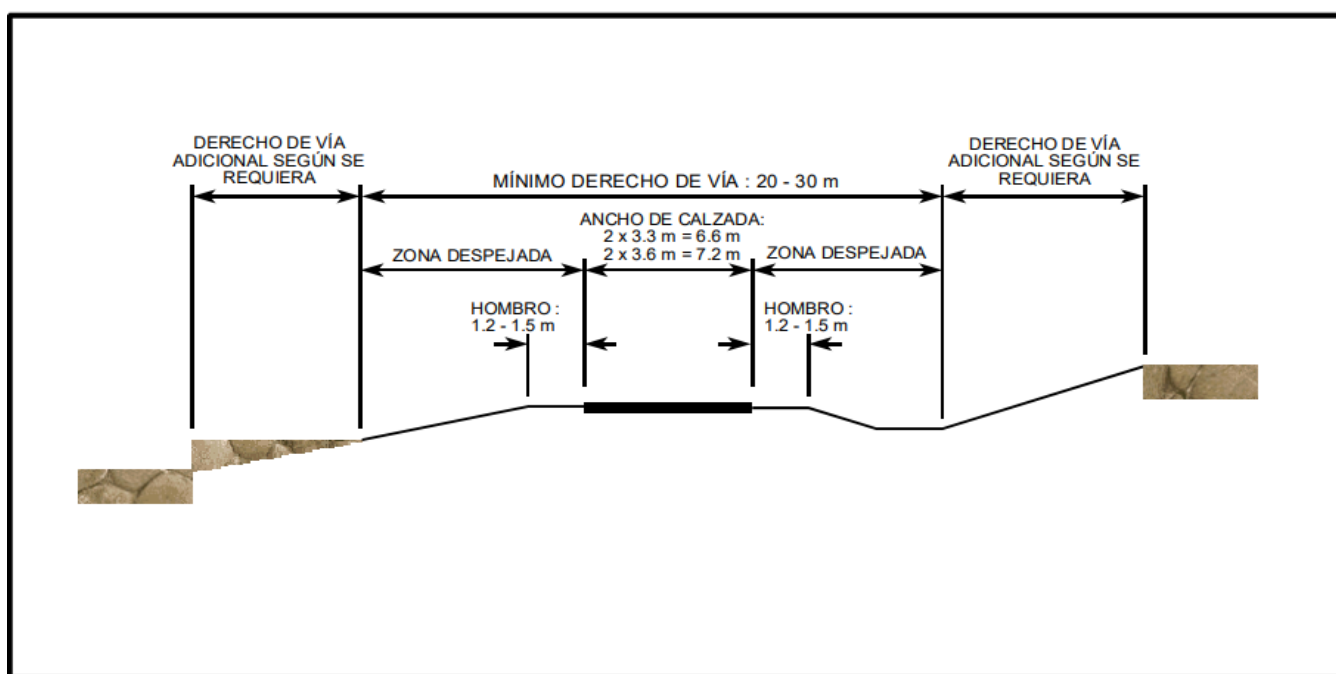
3.11.1. DERECHO DE VIA

El derecho de la vía es la franja del terreno que adquiere el dueño de una carretera, normalmente el Estado, para la construcción de la misma, incluyendo dentro de sus

límites el diseño bien balanceado de la calzada con sus carriles proyectados, los hombros interiores y exteriores, las medianas y todos los demás elementos que conforman normalmente la sección transversal típica de ese tipo de instalaciones, conforme su clasificación funcional.

Para las carreteras colectoras, ubicadas en el rango inferior de la clasificación funcional de la red de carreteras regionales, se considera suficiente disponer de un derecho de vía de 20 metros de ancho.

FIGURA NO. 6. DERECHO DE VIA DE UNA CARRETERA COLECTORA RURAL



Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA 2004, Pág. 172.

3.12. ELABORACION DEL DISEÑO EN CIVIL 3D

Para la realización del diseño geométrico, se utilizó el software AutoCAD Civil 3D, en donde se aplicaron todos los parámetros de diseño definidos en este documento, en los anexos estarán reflejado lo que son planos de curvas de nivel, alineamiento horizontal, cuadro de curvas horizontales, perfil longitudinal y secciones transversales.

3.13. CALCULOS PARA CURVAS HORIZONTALES

Se presentará un ejemplo de curvas horizontales donde el total de datos estará en la tabla de curvas horizontales (VER EN ANEXO, TABLA. NO. 50, PAG XII).

Curva No. 5.

Datos:

$$PI = 0+597.09$$

$$\text{Deflexión } (\Delta) = 46^{\circ}28'06''$$

$$e_{\max} = 10\%$$

$$f = 0.35$$

$$V_{\text{Diseño}} = 20 \text{ km/h}$$

a) Radio Mínimo.

$$R_{\min} = \frac{V^2}{127.15(e_{\max} + f)}$$

$$R_{\min} = \frac{(20)^2}{127.15(0.10 + 0.35)}$$

$$R_{\min} = 6.99 \approx 7m$$

b) Tangente mínima

$$T_{\min} = R * \tan \frac{\Delta}{2}$$
$$T_{\min} = 7 * \tan \frac{46^{\circ}28'06''}{2}$$
$$T_{\min} = 3.00m$$

c) Radio de diseño

$$R_{\text{diseño}} = \frac{T}{\tan \frac{\Delta}{2}}$$
$$R = \frac{10.73}{\tan \frac{46^{\circ}28'06''}{2}}$$
$$R = 25.00m$$

$$R_{\text{diseño}} > R_{\text{mínimo}} \text{ Ok!}$$

d) Longitud de curva de desarrollo

$$LC = \frac{\pi * R * \Delta}{180}$$

$$LC = \frac{\pi * 25.00 * 46^{\circ}28'06''}{180^{\circ}}$$

$$LC = 20.28m$$

e) Estacionamiento

$$PC = PI - T$$

$$PC = (0 + 597.09) - 10.73$$

$$PC = 0 + 586.36$$

$$PT = PC + LC$$

$$PT = (0 + 586.36) + 20.28$$

$$PT = 0 + 606.64$$

f) Grado de curvatura

$$G_{max} = \frac{145,692.26 * (e_{max} + f)}{V^2}$$

$$G_{max} = \frac{145,692.26 * (0.10 + 0.35)}{(20)^2}$$

$$G_{max} = 163^{\circ}54'14''$$

$$G = \frac{1145.92}{R}$$

$$G = \frac{1145.92}{25.00}$$

$$G = 45^{\circ}50'13''$$

g) Peralte Requerido para la curva

$$e_{req} = \frac{e_{max}}{G_{max}} (2G_{max} - G)G$$

$$e_{req} = \frac{0.10}{163^{\circ}54'14''} (2(163^{\circ}54'14'') - 45^{\circ}50'13'')45^{\circ}50'13''$$

$$e_{req} = 4.81\%$$

$$Lt = m \times a \times e_{req}$$

Donde:

$$m = 1.5625 \times V_{Diseño} + 75$$

$$m = 1.5625 \times 20 + 75$$

$$m = 106.25$$

a: ancho de carril

$$Lt = 106.25 \times 3 \times 4.81\%$$

$$Lt = 15.33m$$

$$N = a \times b \times m$$

Donde:

b: es el bombeo de la sección transversal

$$N = 3 \times 2 \times 106.25$$

$$N = 6.38m$$

h) Puntos de estacionamiento

$$A = PC - LT - N = 0+586.36 - 15.33 - 6.38 = 0+564.65$$

$$B = A + N = 0+564.65 + 6.38 = 0+571.03$$

$$C = B + N = 0+571.03 + 6.38 = 0+577.41$$

$$D = PC = 0+586.36$$

$$E = PT = 0+606.64$$

$$F = PT + LT - N = 0+606.64 + 15.33 - 6.38 = 0+615.59$$

$$G = PT + LT = 0+606.64 + 15.33 = 0+621.97$$

$$H = PT + LT + N = 0+606.64 + 15.33 + 6.38 = 0+628.35$$

3.14. CALCULO PARA CURVAS VERTICALES

Se presentará un ejemplo de curvas verticales donde el total de datos estará en la tabla de curvas verticales (VER EN ANEXO, TABLA. NO. 52, PAG XVI).

Curva No. 1

$$K = 13.24$$

$$P_1 = + 2.23\%$$

$$P_2 = + 10.15\%$$

$$PIV = 0+230.79$$

Calculo del numero algebraico.

$$A = P_2 - P_1$$

$$A = 10.15\% - 2.23\%$$

$$A = 7.92\%$$

Longitud de la curva

$$L = K * A$$

$$L = 13.24 * 7.92$$

$$L = 104.85 \text{ m}$$

El primer caso de diseño es una curva vertical en columpio(cóncava), para garantizar el criterio de seguridad se debe de comprobar que $L > D_{vp}$

$$104.85 \text{ M} > 20 \text{ M. Ok!}$$

El procedimiento de cálculo es el mismo y los resultados se muestran en ANEXO....

TABLA NO.24. PARAMETROS DEL DISEÑO DEL PROYECTO

PARAMETRO	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD
Tipo de Terreno	ONDULADO	-
Derecho de Vía	MTS	20
Velocidad de Diseño (VD)	KPH	20
Número de Carriles	UNIDAD	2
Ancho de Carriles de Rodamiento	MTS	3
Ancho de Rodamiento	MTS	6
Ancho de Hombro	MTS	1.2
Ancho de Corona	MTS	8.4
Vehículo de Diseño	CAMION	C2
Distancia entre Ejes	MTS	6
Longitud de transición	MTS	13
Coeficiente de Fricción Lateral	S/D	0.35
Radio de Curvatura Mínimo	MTS	7
Grado de Curvatura Máximo	GRADO	163°42"
Súper Elevación Máxima (Peralte)	%	10
Desarrollo de la súper elevación	METODO AASHTO	-
Pendiente Transversal (bombeo)	%	2
Pendiente Transversal Hombro(bombeo)	%	4
Pendiente Longitudinal Máxima	%	12
Pendiente Longitudinal Mínima	%	0.5
Distancia de Visibilidad de Parada	MTS	20

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO IV: ESTUDIOS DE SUELO

4.1. INTRODUCCION

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde a la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que soportara.

Para poder realizar todos los estudios, se tuvo que viajar al municipio de San Francisco del Norte, a unos 250 km de la capital, donde se realizaron pruebas a lo largo del tramo para poder conocer su capacidad resiliente y la rigidez del material del suelo.

4.2. TRABAJO DE CAMPO

4.2.1. SONDEOS EN LÍNEA

Con la finalidad de conocer las características físicas-mecánicas del suelo se realizaron 11 sondeos manuales a 1.5 metros de profundidad, a una separación longitudinal de 150 metros de los cuales se obtuvieron 25 tipos de muestras.

Estas muestras fueron llevadas al laboratorio de suelos de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI-RUPAP), para luego proceder a realizarle los estudios correspondientes.

4.3. TRABAJO EN LABORATORIO

Se comenzó por la agrupación de las muestras obtenidas de los laboratorios, para luego aplicar los ensayos correspondientes, según la normativa de la AASHTO.

Los ensayos realizados en laboratorio son:

- Granulometría
- Limites atterberg
- Proctor estándar
- Proctor modificado (este se le aplico al material de banco)
- CBR
- Peso volumétrico (este se le aplico al material de banco).

TABLA NO. 25. DESIGNACION PARA ESTUDIOS DE LABORATORIO SEGÚN LA AASHTO 93

Ensaye	Designación
	AASHTO
Granulometría	T-88
Limite liquido	T-89
Limite plástico o índice de plasticidad	T-90
Proctor estándar	T-99
CBR	T-193
Peso volumétrico	T-275

Fuente: Manual Centroamericano del Diseño de Pavimento, SIECA 2002, Capítulo 7, Pág. 29.

4.4. RESULTADO DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO

4.4.1. ANÁLISIS DE GRANULOMETRÍA ASTM D-422

El suelo está constituido por infinidad de partículas y la variedad en el tamaño de estas es ilimitada. Cuando se comenzaron las investigaciones sobre las propiedades de los suelos se creyó que sus propiedades mecánicas dependían directamente de esta distribución en tamaños. Sin embargo, hoy sabemos que es muy difícil deducir con certeza las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica.

El análisis Granulométrico es la determinación de los tamaños de las partículas de una cantidad de muestra de suelo, y aunque no es de utilidad por sí solo, se emplea junto con otras propiedades del suelo para clasificarlo, a la vez que nos auxilia para la realización de otros ensayos. En los suelos granulares nos da una idea de su permeabilidad y en general de su comportamiento ingenieril, no así en suelos cohesivos donde este comportamiento depende más de la historia geológica del suelo.

Al realizar el análisis granulométrico distinguimos en las partículas cuatro rangos de tamaños:

1. Grava: Constituida por partículas cuyo tamaño es mayor que 4.76 mm.
2. Arena: Constituida por partículas menores que 4.76 mm y mayores que 0.074 mm.
3. Limo: Constituido por partículas menores que 0.074 mm y mayores que 0.002 mm.
4. Arcilla: Constituida por partículas menores que 0.002 mm.

En la actualidad los sistemas más utilizados para la clasificación de los suelos, en estudio para diseño de pavimento de carreteras y aeropistas son la American Association of State Highway and Transportation (AASHTO) y American Society of Testing Materials (ASTM).

A continuación, se presenta una tabla en donde se muestran los resultados de los estudios granulométricos de todas las muestras ensayadas:

TABLA NO. 26. RESULTADOS DE ENSAYES GRANULOMETRICO

ESTACION	PROFUNDIDAD EN CM	BANDA	MUESTRA No.	% QUE PASA POR TAMIZ												CLASIFICACION
				2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No.200	LL	LP	
0+000	0-40	Derecha	S1M1	100	100	90	87	84	81	75	69	43	24	21.92	20.13	A-1-B(0)
	40-150	Derecha	S1M2	85	85	77	72	66	62	53	48	35	19	22.83	16.02	A-2-4(0)
0+150	0-70	Izquierda	S2M1	85	85	77	72	66	62	53	48	35	19	22.83	16.02	A-2-4(0)
	70-150	Izquierda	S2M2	100	100	98	95	91	88	79	71	55	40	30.5	22.16	A-4(0)
0+300	0-50	Derecha	S3M1	98	96	89	84	78	73	62	53	36	25	24.48	17.42	A-2-4(0)
	50-150	Derecha	S3M2	90	85	84	81	79	76	69	64	45	28	22.55	10.19	A-2-6(1)
0+450	0-60	Izquierda	S4M1	95	75	66	60	55	50	33	31	25	18	32.44	21.98	A-2-4(0)
	60-150	Izquierda	S4M2	100	100	100	100	100	99	78	74	64	52	27.46	19.55	A-4(0)
0+600	0-65	Derecha	S5M1	98	96	89	84	78	73	62	53	36	25	24.48	17.42	A-2-4(0)
	65-150	Derecha	S5M2	100	91	91	87	85	84	82	76	44	30	36.12	29.13	A-2-4(0)
0+750	0-110	Izquierda	S6M1	90	85	84	81	79	76	69	64	45	28	22.55	10.19	A-2-6(1)
	110-150	Izquierda	S6M2	100	100	100	100	100	99	78	74	64	52	27.46	19.55	A-4(0)
0+900	0-45	Derecha	S7M1	98	96	89	84	78	73	62	53	36	25	24.48	17.42	A-2-4(0)
	45-150	Derecha	S7M2	100	100	97	96	90	84	65	58	48	41	32.27	25.19	A-4(0)
1+050	0-60	Izquierda	S8M1	95	75	66	60	55	50	33	31	25	18	24.48	17.42	A-2-4(0)
	60-150	Izquierda	S8M2	98	96	89	84	78	73	62	53	36	25	32.44	21.98	A-2-4(0)
1+200	0-60	Derecha	S9M1	100	100	100	100	99	99	97	94	93	87	52.38	33.79	A-7-5(6)
	60-130	Derecha	S9M2	100	100	98	97	97	96	88	86	80	67	47.47	30.49	A-7-5(6)
	130-150	Derecha	S9M3	100	100	100	100	100	100	100	100	97	80	47.26	31.06	A-7-5(6)
1+350	0-65	Izquierda	S10M1	100	100	100	97	88	81	64	54	37	26	29.8	18.45	A-2-6(1)
	65-120	Izquierda	S10M2	100	100	100	100	100	95	40	38	35	31	39.34	25.1	A-2-6(1)
	120-150	Izquierda	S10M3	100	100	100	100	100	99	78	74	64	52	40.88	21.71	A-7-5(6)
1+500	0-50	Derecha	S11M1	100	100	97	92	90	87	63	58	49	39	42.93	23.68	A-7-5(6)
	50-105	Derecha	S11M2	100	100	98	97	97	96	88	86	80	67	47.47	30.49	A-7-5(6)
	105-150	Derecha	S11M3	100	100	100	100	99	98	91	86	70	43	36.77	20.27	A-6(3)

Fuente: Elaboración propia.

4.6. LIMITE DE ATTERBERG

Los límites de atterberg, límites de plasticidad o límites de consistencia, se utiliza para caracterizar el comportamiento de los suelos finos.

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo puede existir cuatro estados de consistencia según su humedad, así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco, va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado a otro son los denominados límites de atterberg.

Los ensayos se realizan en los laboratorios y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad, para ellos se forman pequeños cilindros de espesor con el suelo, siguiendo estos procedimientos se definen 3 tipos de límites:

- ✚ **Límites líquido:** cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado líquido. Para la determinación de este límite se utiliza la cuchara de Casagrande.
- ✚ **Límite plástico:** cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado plástico.
- ✚ **Límite de retracción o contracción:** cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado sólido y se contrae al perder humedad.

En el laboratorio se le realizaron pruebas de límites a todas las muestras ya que presentaban características de plasticidad, obteniendo los siguientes resultados:

TABLA NO. 27. RESULTADOS DE LIMITE DE ATTERBERG

Sondeo	Muestra	Profundidad	Tipo de suelo	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD
1	1	0-40	A-1-B(0)	21.92	20.135	1.784
1	2	40-150	A-2-4(0)	22.83	16.029	6.801
2	1	0-70	A-2-4(0)	22.830	16.029	6.801
2	2	70-150	A-4(0)	30.505	22.161	8.344
3	1	0-50	A-2-4(0)	24.489	17.423	7.066
3	2	50-150	A-2-6(1)	22.554	10.197	12.357
4	1	0-60	A-2-4(0)	32.443	21.988	10.455
4	2	60-150	A-4(0)	27.46	19.55	7.91
5	1	0-65	A-2-4(0)	24.489	17.423	7.066
5	2	65-150	A-2-4(0)	36.119	29.132	6.986
6	1	0-110	A-2-6(1)	22.554	10.197	12.357
6	2	110-150	A-4(0)	27.46	19.55	7.91
7	1	0-45	A-2-4(0)	24.489	17.423	7.066
7	2	45-150	A-4(0)	32.278	25.198	7.079
8	1	0-60	A-2-4(0)	32.443	21.988	10.455
8	2	60-150	A-2-4(0)	24.489	17.423	7.066
9	1	0-60	A-7-5(6)	52.387	33.796	18.591
9	2	60-130	A-7-5(6)	47.475	30.498	16.977
9	3	130-150	A-7-5(6)	47.267	31.067	16.200
10	1	0-65	A-2-6(0)	29.805	18.453	11.352
10	2	65-120	A-2-6(1)	39.34	25.10	14.24
10	3	120-150	A-7-5(6)	40.886	21.717	19.168
11	1	0-50	A-7-5(6)	42.931	23.682	19.250
11	2	50-105	A-7-5(6)	47.475	30.498	16.977
11	3	105-150	A-6(3)	36.779	20.276	16.503

Fuente: Elaboración propia.

4.5. TABLA DE CLASIFICACION DE LOS SUELOS SEGÚN AASHTO M-145

Este método clasifica a los suelos de acuerdo con su composición granulométrica, su límite líquido y su índice de plasticidad, en 7 grupos de A-1 a A-7.

Los suelos cuyas partículas pasan el tamiz No. 200 (0,075 mm) en un porcentaje menor al 35 %, forman los Grupos A1, A2, A3 y los subgrupos que corresponden. En cambio, los suelos finos limo-arcillosos que contienen más del 35 % de material fino que pasa el Tamiz No. 200, constituyen los Grupos A-4, A-5, A-6, A-7 y los correspondientes subgrupos.

La ventaja de este método radica en la posibilidad de evaluar la calidad del suelo a través del “Índice de Grupo”. Los suelos que tienen similar comportamiento se encuentran en el mismo grupo y están representados por un determinado Índice.

Los índices de grupo de los materiales granulares están comprendidos entre 0 y 4, los correspondientes a suelos limosos entre 8 y 12, y los correspondientes a suelos arcillosos entre 11 y 20 o un número mayor.

TABLA NO. 28. CLASIFICACION DE SUELOS SEGÚN LA AASHTO

CLASIFICACIÓN AASHTO											
Clasificación General	Suelos Granulares (max. 35% pasa la malla N°200)							Suelos Limo Arcilla (más de 35% pasa la malla N°200)			
Grupo de Suelo	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Pasa la Malla											
N°10	Máx.50										
N°40	Máx.30	Máx.50	Mín.31								
N°200	Máx.10	Máx.25	Máx.10	Máx.35	Máx.35	Máx.35	Máx.35	Mín.36	Mín.36	Mín.36	Mín.36
Fracción bajo la											
malla N°40											
Límite Líquido				Máx.40	Mín.41	Máx.40	Mín.41	Máx.40	Mín.41	Máx.40	Mín.41
Índice de Plasticidad	Máx.6		N.P.	Máx.10	Máx.10	Mín.11	Mín.11	Máx.10	Máx.10	Mín.11	Mín.11
Índice de Grupo I.G.	0		0	0		Máx.4		Máx.8	Máx.12	Máx.16	Máx.20
Principales Materiales constituyentes	Gravas y Arenas		Arenas Finas	Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Calidad como subrasante	Excelente a buena						Aceptable a mala				

Fuente: Ingeniería de Pavimentos para Carreteras, Fonseca Montejó, Pág. 46.

4.7. RESULTADO DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO DE LOS SUELOS

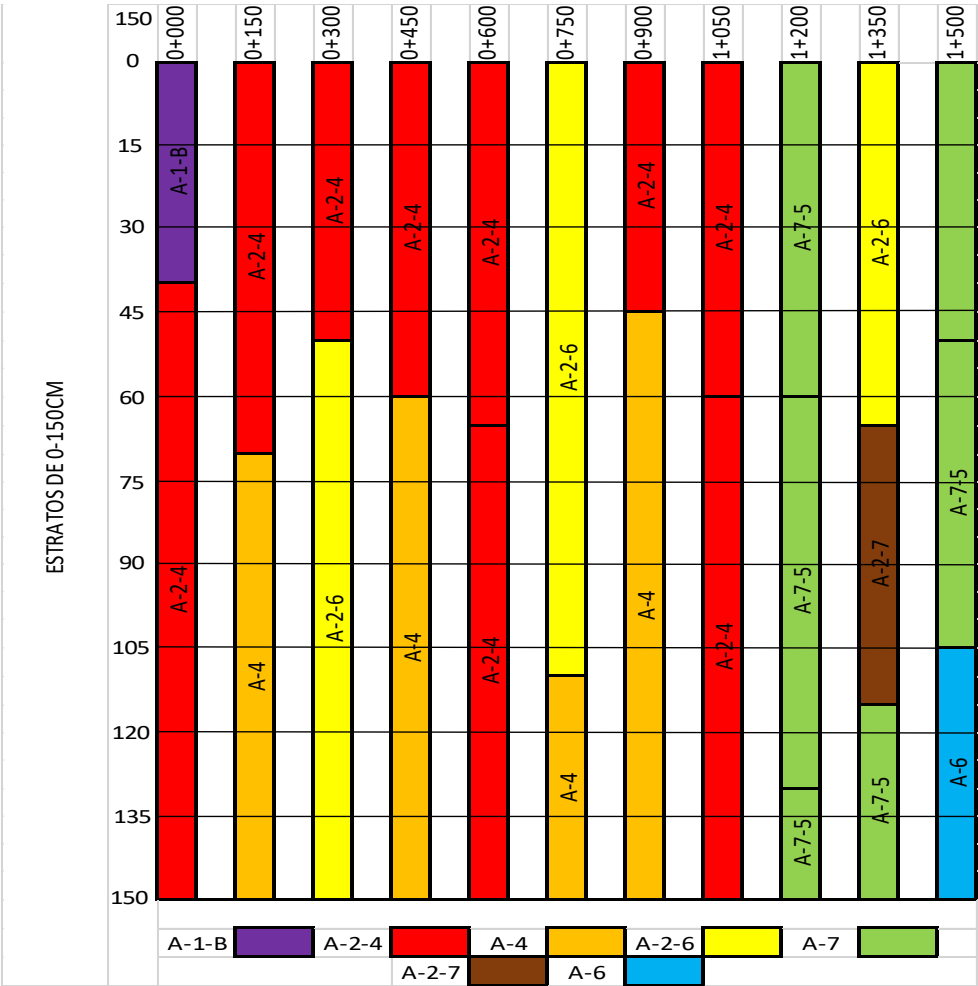
En base a los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio según la AASHTO 93 los tipos de suelos son los siguientes:

De las 25 muestras que se analizaron se encontraron, 1 muestra de tipo de suelo A-1-b(0) color gris oscuro (gravas y arenas), 9 muestras de suelo A-2-4(0) estas de colores gris y café (gravas y arenas, limosas arcillosas), 4 suelos A-4(0) también color café y gris (suelos limosos), 3 suelos A-2-6(1) color café claro y plomo (gravas y arenas, limosas y arcillosas), 1 muestra A-6(3) color café claro (suelos arcillosos), 6 suelos A-7-5(6) de colores roja, café, amarilla, ploma (suelos arcillosos).

Los suelos predominantes es el de tipo A-2-4(0), por lo que este tipo de suelo que será utilizado para la subrasante.

A continuación, se presentará un perfil estratigráfico que muestra como varían los suelos según los estudios realizados:

TABLA NO. 29. ESTATIGRAFIA DEL TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE - GUAYAVILLA





Fuente: Elaboración propia.

4.8. PROCTOR ESTANDAR

En mecánica de suelos, el ensayo de compactación proctor es uno de los más importantes procedimientos de estudio y control de calidad de la compactación de un terreno. A través de él, es posible determinar la densidad seca máxima de un terreno en relación con su grado de humedad, a una energía de compactación determinada.

Existen dos tipos de ensayo proctor normalizados:

-  Proctor standard
-  Proctor modificado

La diferencia entre ambos se encuentra en la energía utilizada, la cual según se modifica según el caso variando el número de golpes, el pisón (cambia altura y peso), el molde y el número de capas.

Con los ensayos se pretende determinar los parámetros óptimos de compactación, lo cual asegura las propiedades necesarias para el proyecto de fundación. Esto se traduce en determinar cuál es la humedad que requiere, con una energía de compactación dada, para obtener la densidad seca máxima que se puede conseguir para un determinado suelo. La humedad que se busca es definida como humedad óptima y es con ella que se alcanza la máxima densidad seca, para la energía de compactación dada. Se define igualmente como densidad seca máxima aquella que se consigue para la humedad óptima.

Es comprobado que el suelo se compacta a la medida en que aumenta su humedad, la densidad seca va aumentando hasta llegar a un punto de máximo, cuya humedad es la óptima.

TABLA NO. 30. RESULTADO DE PROCTOR ESTANDAR

Tipo de suelo	Densidad Seca Máxima (kg/m ³)	Humedad Óptima (%)
A-1-B(0)	1939	11.76
A-2-4(0)	1795	13.44
A-4(0)	1781	17.24
A-2-6(1)	1895	14.5
A-7-5(6)	1526	20.9
A-6(3)	1507	18.18

Fuente: Elaboración Propia.

4.8.1. BENEFICIOS DE LA COMPACTACIÓN

- Aumenta la capacidad para soportar cargas
- Impide el hundimiento de suelos
- Reduce el escurrimiento de agua
- Reduce el esponjamiento y la contracción del suelo

4.9. ENSAYE CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO; ENSAYO DE RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA)

El ensayo de CBR (california ratio: ensayo de relación de soporte de california) mide la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo y para poder evaluar la calidad del terreno para sub rasante, sub base y base de pavimentos.

Se efectúa bajo condiciones controladas de humedad y densidad.

4.9.1. CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN SU CBR

TABLA NO. 31. CLASIFICACION CUALITATIVA DEL SUELO SEGÚN SU CBR

C.B.R	CLASIFICACION GENERAL	USOS
0-3	Muy pobre	Sub rasante
3-7	Pobre a regular	Sub rasante
7-20	Regular	Sub base
20-50	Bueno	Sub base y base
>50	Excelente	Base

Fuente: Guía para el diseño de estructura de pavimentos AASHTO 93.

Con este ensaye se determinó la capacidad de soporte de los suelos, bajo condiciones de humedad. Para la aplicación de este ensaye se homogenizaron y se mezclaron las muestras obtenidas en los sondeos en línea, de los 11 sondeos obtenidos se determinaron 6 muestras para el análisis de CBR donde se sometieron a saturación durante un periodo de 4 días de anticipación, por los resultados obtenidos se determinó que el material se clasifica como un suelo Pobre a Regular.

Según la tabla de relación aproximada entre la clasificación de suelo y los valores de CBR, de la ASSTHO 93, se determinaron los siguientes valores promedios:

4.9.2. DETERMINACIÓN DE LOS VALORES PROMEDIOS DE CBR

TABLA NO. 32. VALORES PROMEDIOS DE CBR

N° DE MUESTRA REPRESENTATIVA	CLASIFICACION DE LA ASSHTO	CBR
1	A-1-B(0)	17
9	A-2-4(0)	8
3	A-2-6(1)	10
4	A-4(0)	5
1	A-6(3)	6
6	A-7-5(6)	7

Fuente: Elaboración Propia.

El número de muestra representativa es la cantidad de muestra que se encontraron del mismo tipo de suelo según su clasificación.

Para determinar el CBR de diseño existen muchos criterios, siendo el más utilizado el del Instituto de Asfalto que recomienda tomar un valor tal que el 60%, 75%, 87.5%, de los valores individuales que sean mayores o iguales que él, de acuerdo con el tránsito que se espere circule por el pavimento, tal como se indica en la tabla siguiente:

TABLA NO. 33. CRITERIO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO PARA DETERMINAR EL CBR DE DISEÑO

Nivel de tránsito	Valor percentil para diseño de subrasante
< de 10,000 ESAL's	60
Entre 10,000 y 1,000,000 ESAL's	75
> de 1,000,000 ESAL's	87.5

Fuente: Manual Centroamericano del Diseño de Pavimento, SIECA 2002, Capítulo 7, Pág. 29

Cuando se habla de numero de ejes de 8.2 ton, en el carril de diseño se refiere al número de repeticiones de carga equivalentes al peso mencionado. A esta variable se le denomina como ESALs. En los estudios que realizamos el ESALs corresponde al siguiente valor:

ESALs= 393,321.77

Por lo tanto, vamos a utilizar el percentil 75 de acuerdo con el siguiente cuadro:

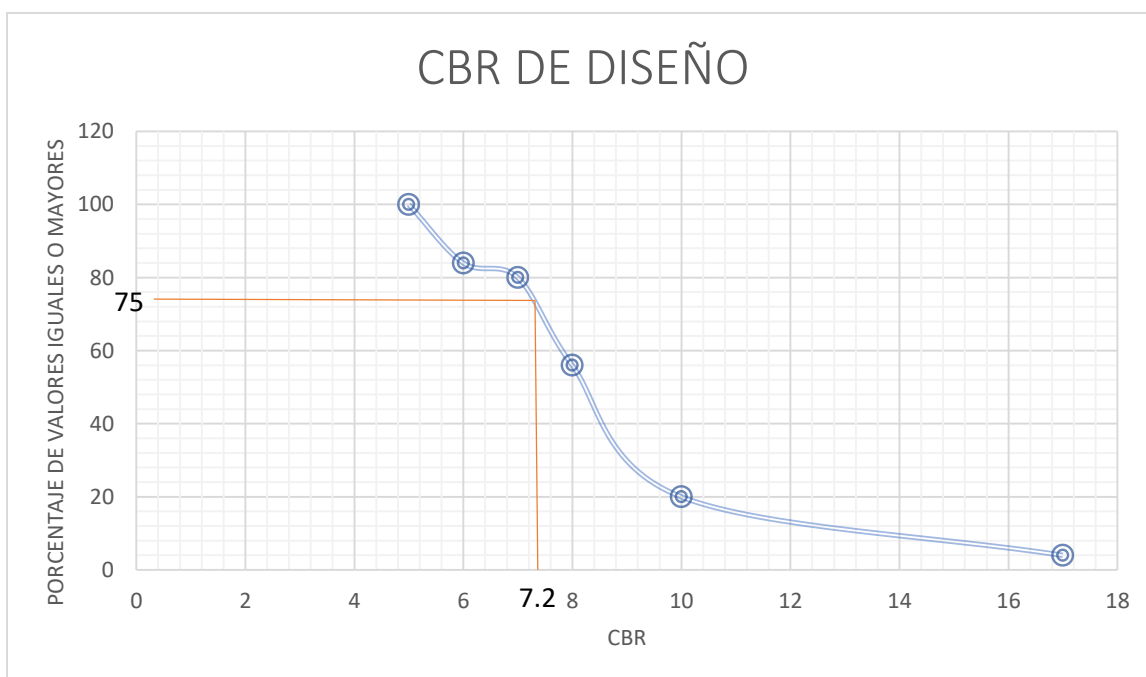
A continuación, se verán reflejados los valores de CBR de menor a mayor y se va a determinar el número y el porcentaje de valores iguales o mayores de cada uno.

TABLA NO. 34. DETERMINACION DE LOS PORCENTAJES DE VALORES IGUALES O MAYORES

CLASIFICACION DEL SUELO	CBR	FRECUENCIA	Nº DE VALORES IGUALES O MAYORES	% DE VALORES IGUALES O MAYORES
A-4(0)	5	4	25	$25/25 \cdot 100 = 100$
A-6(3)	6	1	21	$21/25 \cdot 100 = 84$
A-7-5(6)	7	6	20	$20/25 \cdot 100 = 80$
A-2-4(0)	8	9	14	$14/25 \cdot 100 = 56$
A-2-6(1)	10	4	5	$5/25 \cdot 100 = 20$
A-1-B(0)	17	1	1	$1/25 \cdot 100 = 4$
		$\Sigma = 25$		

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO. 7. GRAFICA DE CBR DE DISEÑO



Fuente: Elaboración Propia.

1. Con los valores de CBR y porcentajes de valores, se realizó la gráfica para obtener el valor de CBR para la sub-rasante.

2. Se aplicaron las recomendaciones del Instituto de Asfalto de USA, en nuestro caso el percentil de diseño que utilizamos es de 75% del CBR, utilizándolo como CBR de diseño de la sub rasante.
3. Posteriormente introducimos los % de valores en la gráfica, para luego trazar una recta con el valor del percentil, intersectando y poder encontrar el CBR de diseño para la sub-rasante.

Por lo tanto, el CBR de diseño para la sub-rasante del tramo en estudio es de 7.2%, ya que es el más predominantes debido a los tipos de suelos encontrados en el tramo, este resultado nos indica la ecuación a utilizar para el cálculo del módulo resiliente de la sub-rasante en el libro diseño para pavimentos (Fonseca Montejó) pág. 70, la cual indica que, $7.2\% \leq \text{CBR} \leq 20.0\%$ la ecuación a utilizar según el manual para la revisión de diseño de pavimento del MTI es la siguiente:

$$M_R = 3.000 * (\text{CBR})^{0.65}$$

$$M_R = 3.000 * (7.4)^{0.65}$$

$$M_R = 11,018.49 \text{ PSI}$$

4.10. BANCO DE MATERIAL

Los bancos de materiales son las excavaciones a cielo abierto destinados a extraer material para la formación de cuerpos de terraplenes.

Según los estudios realizados en laboratorio el banco presenta características de gravas y arenas que según su clasificación es un suelo de tipo A-1-B(0), cabe señalar que es el único banco de material que se encuentra en el sitio, y del cual fue utilizado para la realización de casi 17 km de pavimento articulado entre San Juan de Cinco Pino - San Francisco del Norte, este banco se encuentre en la comarca El Ubuto a unos 2.5 km del tramo en estudio, dicho material va hacer utilizado para la base del pavimento, en la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos en laboratorio.

TABLA NO. 35. RESULTADO DE ESTUDIOS DEL BANCO DE MATERIAL

GRANULOMETRIA		
TAMIZ	% QUE PASA TAMIZ	
2"	98	
1 1/2"	95	
1"	87	
3/4"	82	
1/2"	75	
3/8"	68	
No. 4	50	
No.10	44	
No. 40	28	
No. 200	18	
LIMITE DE ATTERBERG		
LIMITE LIQUIDO	26.63	
LIMITE PLASTICO	21.20	
INDICE DE PLASTICIDAD	5.43	
CLASIFICACION		
CLASIFICACION	A-1-B	
OTROS ENSAYE		
HUMEDAD OPTIMA (%)	9.55%	
GRADO DE COMPACTACION	CBR	DENSIDA
90%	26	1844
95%	44	1946
100%	61	2049

Fuente: Elaboración Propia.

El método utilizado para el cálculo de CBR del banco de material fue proctor modificado, donde se clasifico en suelo A-1-B (0), y se empleara un CBR al 100% de compactación para la base del pavimento con un valor de 61% de CBR.

CAPITULO V: DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. INTRODUCCION

Se entiende por pavimento la estructura compuesta generalmente por varias capas de diferentes materiales que sirve de acabado a una vía, ya sea vehicular o peatonal, cuyo fin es el dar resistencia estructural para atender el paso de los vehículos o peatones por medio de su capa superior, controlar la erosión por la acción del agua o viento de los materiales que conforman la base de dicha vía, complementando su estructura. Los pavimentos articulares son aquellos en los cuales la capa superior o acabado del pavimento está constituido por elementos prefabricados de concreto, piezas de arcilla cocidas o piedras duras en su forma natural o cortadas siguiendo algún patrón modular, que empalman entre sí sin emplear materiales cementantes para fijarlos.

SUBRASANTE

La subrasante deberá tener una composición homogénea, libre de materia orgánica y se compactará lo necesario para proporcionar un soporte uniforme al pavimento. A la subrasante se le darán las características geométricas especificadas para la superficie de adoquines. Los suelos predominantes en el tramo son de tipo A-2-4(0), por lo que este tipo de suelo es el que se empleará para la subrasante.

BASE

Se podrán utilizar bases de material granular, suelos estabilizados o concreto pobre. Las bases de material granular cumplirán con los requisitos establecidos para las bases en estas normas. Para la base ocuparemos el tipo de suelo A-1-B del banco de material El Ubuto.

CAMA DE ARENA

La arena que se utilice para conformar la capa sobre la que se colocarán los adoquines, estará libre de materia orgánica, mica, contaminantes y tendrá una granulometría continua cribada por el tamiz No. 8. El espesor que se recomienda a usar es de 3 a 5 cm según el Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, capítulo 5, página 25.

ADOQUIN

Los bloques o adoquines son elementos contruidos con material pétreo y cemento, pudiendo tener varias formas, todas ellas regulares, sus dimensiones suelen ser de 20 cm. de largo por 15 cm. de ancho, y 10 cm de espesor, lo cual facilita la manipulación con una sola mano.

Para realizar el diseño de este proyecto utilizaremos el método de la AASTHO-93, tomando en cuenta los siguientes parámetros:

5.2. CONFIABILIDAD

La confiabilidad de Diseño (R), se refiere al grado de certidumbre (seguridad) de que una determinada alternativa de diseño alcance a durar, en la realidad, el tiempo establecido en el periodo seleccionado. La confiabilidad también puede ser definida como la probabilidad de que el número de repeticiones de cargas (N_t) que un pavimento pueda soportar para alcanzar un determinado nivel de capacidad de servicio, no sea excedida por el número de cargas que realmente estén siendo aplicadas (W_T) sobre ese pavimento.

TABLA NO. 36. CONFIABILIDAD ACONSEJADA POR LA AASHTO

Tipo de camino	Confiabilidad recomendada	
	Zona urbana	Zona Rural
Rutas interestatales y autopistas	85-99.9	80-99.9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Fuente: Diseño de Pavimento AASHTO-93. Pág. 137.

Teniendo en cuenta las posibles variaciones en la predicción de los datos del tráfico y su proyección futura se ha seleccionado un valor de confiabilidad de 80%, ya que se definió que el tramo en estudio es una un camino de tipo colectora rural.

Un nivel de confiabilidad bajo da como resultado pavimentos económicos, pero con mayor costo de mantenimiento, en caso de que la asignación y proyección del tráfico de diseño resulte inexacta.

5.3. VALORES DE ZR EN LA CURVA NORMAL PARA DIVERSOS GRADOS DE CONFIABILIDAD

Una vez seleccionado el valor de confiabilidad R, buscaremos el valor de Z_R , que va ser el que represente la confiabilidad, en la ecuación de la AASHTO-93, tomando en cuenta que entre mayor sea el valor de R, mayor va hacer Z_R .

TABLA NO. 37. RELACION DE CONFIABILIDAD Y EL VALOR DE ZR

Confiabilidad (R)	Valor de ZR
50	- 0,000
60	- 0,253
70	- 0,524
75	- 0,674
80	- 0,841
85	- 1,037
90	- 1,282
91	- 1,340
92	- 1,405
93	- 1,476
94	- 1,555
95	- 1,645
96	- 1,751
97	- 1,881
98	- 2,054
99	- 2,327
99,9	- 3,090
99,99	- 3,750

Fuente: Manual Centroamericano para el Diseño de Pavimento, 2002, SIECA, Capitulo 7, Pág. 55.

El valor de R fue de 80% por lo tanto el valor correspondiente a ZR es de -0.841.

5.4. DESVIACIÓN ESTÁNDAR DEL SISTEMA (SO)

Es la variación total en la predicción del comportamiento del pavimento y en la estimación del tráfico.

Los valores proporcionados por la guía AASHTO se muestran en el siguiente cuadro, tomando en cuenta las condiciones locales del sitio.

TABLA NO. 38. VALORES RECOMENDADOS PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR

Para Pavimentos Flexible	0.40 – 0.50
En Construcciones Nuevas	0.35 – 0.40
En Sobre – Capas.	0.50

Fuente: Manual Centroamericano para el Diseño de Pavimento, 2002, SIECA, Capítulo 7, Pág. 5.

La desviación estándar seleccionada es de 0.45.

5.5. SERVICIALIDAD

Se define como la condición necesaria de un pavimento para proveer a los usuarios un manejo seguro y confortable en un determinado momento.

$$\Delta PSI = P_o - P_t \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial u original y el final o terminal

P_o = Índice de servicio Inicial (4.5 para pavimentos rígidos y 4.2 para pavimentos flexibles) 9

P_t = Índice de servicio final, para el cual AASHTO 93 posee valores de 2.0 y 2.5, recomendando 2.5 o más para caminos principales y 2.0 para caminos de tránsito menor

$$P_o = 4.2 \text{ para pavimento flexible}$$

$$P_t = 2.0 \text{ para camino de transito menor}$$

$$\Delta PSI = 4.2 - 2$$

$$\Delta PSI = 2.2$$

En este caso la perdida de servicialidad sería de 2.2

5.6. MÓDULO RESILIENTE

TABLA NO. 39. VALORES RECOMENDADOS PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR

Rango de Porcentaje de CBR	Ecuaciones
CBR < 7.2%	MR=1.500*CBR
7.2% ≤ CBR ≤ 20.0%	MR=3.000*(CBR)^0.65
CBR ≥ 20%	MR=4.326*ln(CBR)+241

Fuente: Ingeniería de Pavimentos para Carreteras. Fonseca Montejo. Pág. 266.

Nota: El valor resultante de estas correlaciones se mide en unidades de lb/pulg² -psi-.

$$CBR \text{ calculado} = 7.2\% \text{ (CBR de diseño del tramo en estudio)}$$

$$MR = 3.000 * (CBR)^{0.65}$$

$$MR = 3.000 * (7.2)^{0.65}$$

$$MR = 11,018.49 \text{ psi}$$

5.7. COEFICIENTES ESTRUCTURALES

Los materiales usados en cada una de las capas de la estructura de un pavimento articulado, de acuerdo con sus características ingenieriles, tiene un coeficiente estructural “a_n”. ese coeficiente representa la capacidad estructural del material para resistir las cargas solicitantes.

Mediante el uso de nomogramas de la guía AASHTO-93, se determina el coeficiente estructural de cada capa.

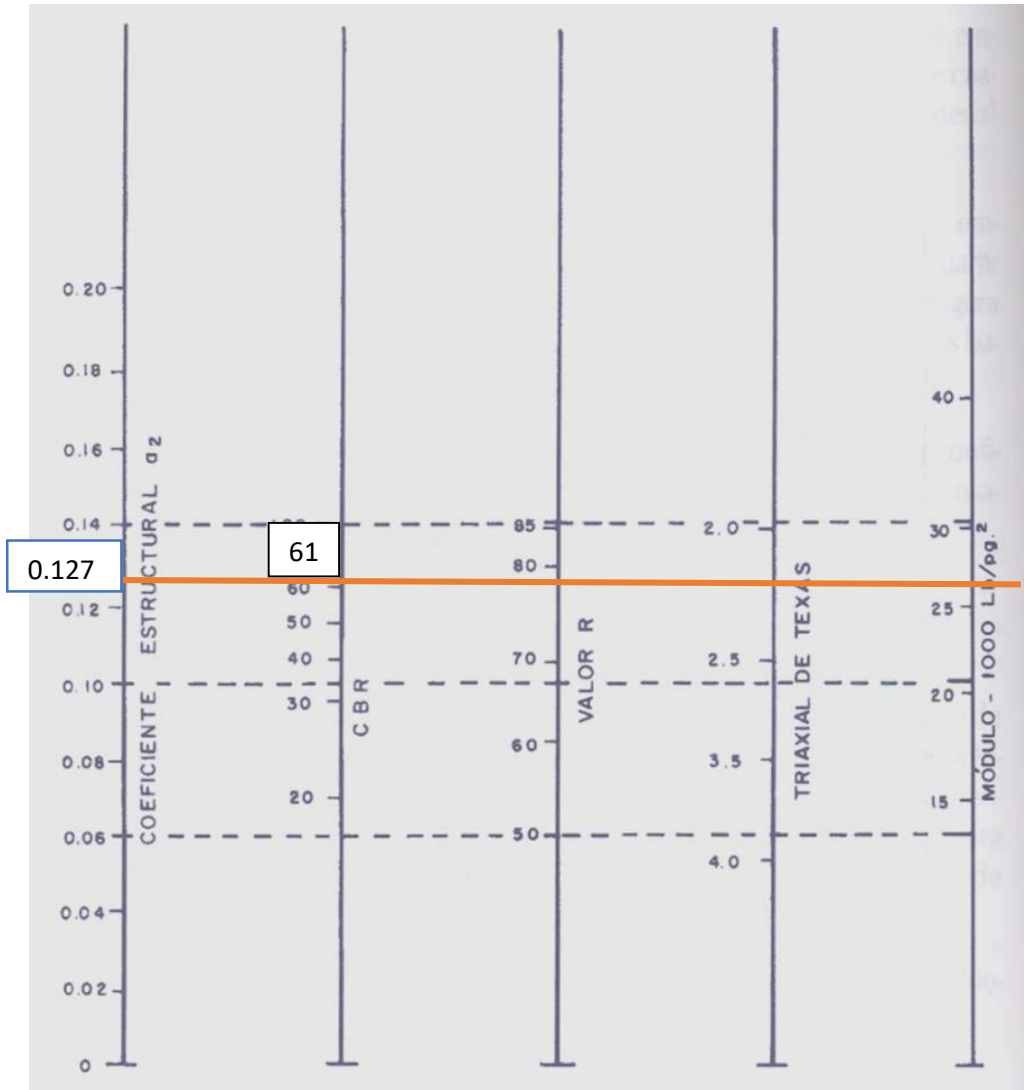
5.7.1. COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE LA CARPETA (ADOQUÍN a₁)

Para el coeficiente estructural de adoquín se utilizó el valor de 0.45 empleado en el ejercicio de diseño de pavimento de adoquín por el método AASHTO-93, ilustrado en el Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, Capítulo 7, página 107.

5.7.2. COEFICIENTE ESTRUCTURAL PARA BASE (a₂)

Tomando en cuenta el CBR del banco de material que es 61% se encontró a través del nomograma de la AASHTO-93 el coeficiente estructural para la base, dando un resultado de 0.127 y que se muestra en el siguiente nomograma:

FIGURA NO. 8. NOMOGRAMA PARA ENCONTRAR COEFICIENTE ESTRUCTURAL



Fuente: Ingeniería de Pavimentos de Carreteras, Fonseca Montejó, Pág. 273.

5.8 Numero Estructural (SN)

El SN es un número abstracto que representa la resistencia estructural de un pavimento requerido, para una relación dada de soporte de suelo (M_r), el tránsito total (W_{18}), de la servicialidad final y de las condiciones ambientales.

El $SN_{\text{calculado}}$ se calculó a través del programa PAVIMR, bajo la norma AASHTO-93, obteniendo un valor de 2.34 y que se muestra en la siguiente imagen.

5.8. CÁLCULO DE ESPESORES SEGÚN EL MÉTODO DE LA AASHTO-93

$$SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 \text{ Ec. 7}$$

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * D_3 * M_3 \text{ Ec. 8}$$

SN: Numero estructural calculado = 2.34 (VER EN ANEXO, FIG. NO. 41, PAG XLIV)

a₁: coeficiente estructural de la carpeta (adoquín=0.45)

D₁: espesor de capa para la superficie de rodadura (adoquín=4")

a₂: coeficiente estructural de base=0.127

D₂: espesor de la base

m₂: coeficiente de drenaje para la base=1.

En el siguiente nomograma se puede identificar el valor correspondiente al coeficiente estructural de base, para el cual se utilizará el CBR del banco de material El Ubuto en San Francisco del Norte el cual corresponde a un 61%, no se utilizará el mismo material del sitio ya que no cumple con las especificaciones de la AASHTO-93.

$$D_2 = \frac{SN - (a_1 * D_1)}{a_2 * m_2}$$

$$D_2 = \frac{2.34 - (0.45 * 4)}{0.127 * 1} = 4.25 \text{ in} = 5 \text{ in}$$

$$SN_{calculado} \leq SN_{determinado}$$

$$SN_{calculado} \leq (a_1 * D_1) + (a_2 * D_2)$$

$$2.34 \leq (0.45 * 4) + (0.127 * 5)$$

$$2.34 \leq 2.44 \text{ OK!}$$

5.9. DECLARACIONES DE VARIABLES

TABLA NO. 40. PARAMETROS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Variables en el diseño estructural	
Tipo de pavimento	Articulado
Servicialidad inicial (p0)	4.2
Servicialidad final (pt)	2.0
Confiabilidad (R)	80%
Desviación Estándar (S0)	0.45
Factor de distribución por carril	1.0
Módulo Resiliente de la subrasante	11.018.49 psi

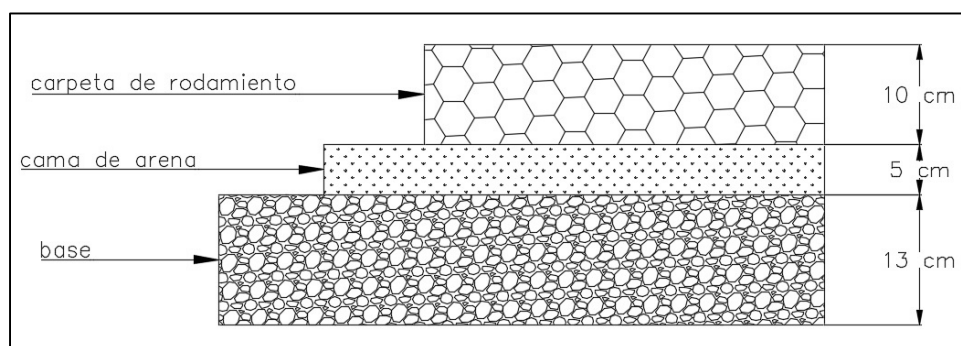
Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 41. RESULTADO FINAL DE ESPESORES

Estructura de Pavimento	Espesores en (in)	Espesores (cm)	Total(in)	Total(cm)
Adoquín	4	10	11	28
Capa de arena	2	5		
Base	5	13		

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO. 9. ESQUEMA DE ESPESORES



Fuente: Elaboración Propia.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Estudio de trafico:

Se determinó el TPDA de 258 vehículos promedio diario anual, con dichos resultados procedimos a realizar las respectivas proyecciones con un crecimiento del 4.51% (tomando en cuenta crecimiento poblacional, vehicular y económico) proyectado al año 2,037 obteniendo el siguiente resultado; carga equivalente de diseño 393,321.77. Los vehículos livianos siendo la mayoría representan un 1% en la carga equivalente, siendo los buses y camiones de cargas los que predominan en la carga equivalente total del eje de diseño.

Topografía:

Al efectuar el levantamiento topográfico se obtuvieron los datos necesarios para la elaboración del diseño geométrico y se determinó por las pendientes encontrada que el tipo de terreno es ondulado.

Diseño Geométrico:

Tomando en cuenta los puntos recolectados de la sección, se realizó con ayuda del software Civil 3D, el alineamiento horizontal, el perfil longitudinal y sus secciones transversales, basándose en los parámetros de diseño de la norma SIECA 2004 y AASHTO 93. Se determinaron los siguientes datos, Velocidad de Diseño = 20 km/hrs. Distancia de Visibilidad de Parada = 20m; Radio mínimo = 7 mts; Peralte de Diseño = 10%; Factor de Fricción máxima = 0.35; Grado de curvatura máxima = 163°54'14".

En el tramo de estación 0+740 – 0+940 se considera una velocidad de diseño mínima (10 km/h) considerando la geometría del lugar, resultando curvas continuas, con tangentes de transición igual a 0m. En lo que corresponde a la transición de bombeo – peralte fueron calculadas con los valores mínimos de diseño, tomando en cuenta la sobreelevación de cada curva trazada en este tramo.

Estudios de suelos:

El suelo predominante es del tipo A-2-4(0) y A-7-5(6), algunas de las muestras obtenidas obedecen a material colocado que ha sido sometido anteriormente a mantenimiento, estas se encontraron en espesores de 0.25 m y 1.50 m.

Se determinó un CBR de diseño del camino de 7.2%, siendo este su clasificación de pobre a regular para el tramo San Francisco del Norte-Guayabilla. Se utilizó el banco de material El Ubuto ubicado a 2 kilómetro partiendo de la estación 0+000, el suelo encontrado es del tipo A-1-B (0), con un valor de CBR de 61.00%.

Diseño estructural

Aplicando el software PAVIMR (Basado en la norma AASHTO 93) se determinaron los valores necesarios para el cálculo de los siguientes espesores:

- Capa de rodamiento: 10 cm
(adoquín)
- Base: 13 cm
- Cama de arena: 5 cm

6.2 RECOMENDACIONES

De todo lo antes expuesto se desprende las siguientes recomendaciones para el diseño de carreteras con superficies adoquinadas:

- ✚ Durante la construcción de la obra, se recomienda que se respete la calidad de los materiales utilizados y los espesores de los mismos sean los obtenidos en el diseño para el tramo en estudio, garantizando así que la estructura cumpla su función de manera satisfactoria.
- ✚ Recomendamos limpiar la superficie de sub-rasante al menos en 20 cm de profundidad y compactar a un mínimo de un 95% de proctor estándar.
- ✚ Utilizar el material designado según la clasificación de suelo para la capa base (banco de material), con una compactación al 100%.
- ✚ Reemplazar el material del sitio, con el indicado en el diseño (El Ubuto), para así tener un mejor comportamiento de la carretera.
- ✚ Se debe efectuar aforos vehiculares periódicamente, para verificar que su comportamiento sea tal como se estimó en este estudio. En caso contrario, se deberán establecer medidas de control para el daño de la vía causado por el crecimiento vehicular y así garantizar en un futuro la vida útil de la estructura de pavimento.
- ✚ En la curva cerrada ubicada en la progresiva 0+740 – 0+940, cumplir con el peralte expuesto en la sección transversal para la buena conducción del vehículo al igual, tomar en cuenta la velocidad de diseño ya que, de no hacerlo, el vehículo perderá el control y podrá ocasionar accidente.
- ✚ Los adoquines se colocarán directamente sobre la arena, de manera que la junta entre ellos no exceda los 5 milímetros. La arena de sello entre juntas de adoquines puede ser, de la misma usada para su lecho, cribada por el tamiz No.8.

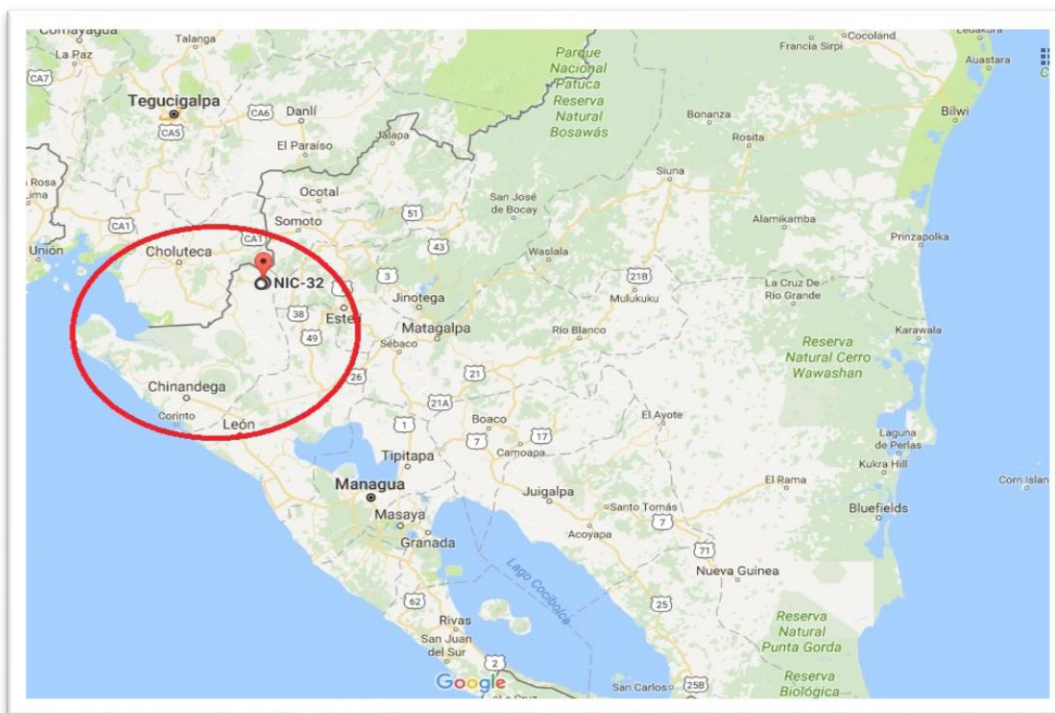
- ✚ Una vez construido el proyecto se deberá programar y ejecutar el mantenimiento necesario para el buen funcionamiento de la vía.

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

- ✚ American Association of State Highway and Transportation Official (1993).
- ✚ Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito (MTC 2008).
- ✚ Manual centroamericano de normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales (SIECA 2004 2da Edición).
- ✚ Manual centroamericano de normas para el diseño geométrico de pavimentos (SIECA 2002).
- ✚ Red vial de Nicaragua 2011 (MTI).
- ✚ Ministerio de Transporte e Infraestructura MTI (2015), Anuario de aforo de tráfico 2016.
- ✚ Segunda edición, 1998. Ingeniería de pavimento para carretera (Alfonso Montejo Fonseca, Ingeniero de vías y transporte, Especialista en Gerencia de Obra).
- ✚ Ministerio de Transporte e Infraestructura MTI, (2000) Especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes (NIC2000).
- ✚ Dossier de pavimentos de adoquines, Ing. José R. Harris Q.
- ✚ Ingeniería de Transito Fundamentos y Aplicaciones. 7ma Edición Rafael Cal y James Cárdenas.

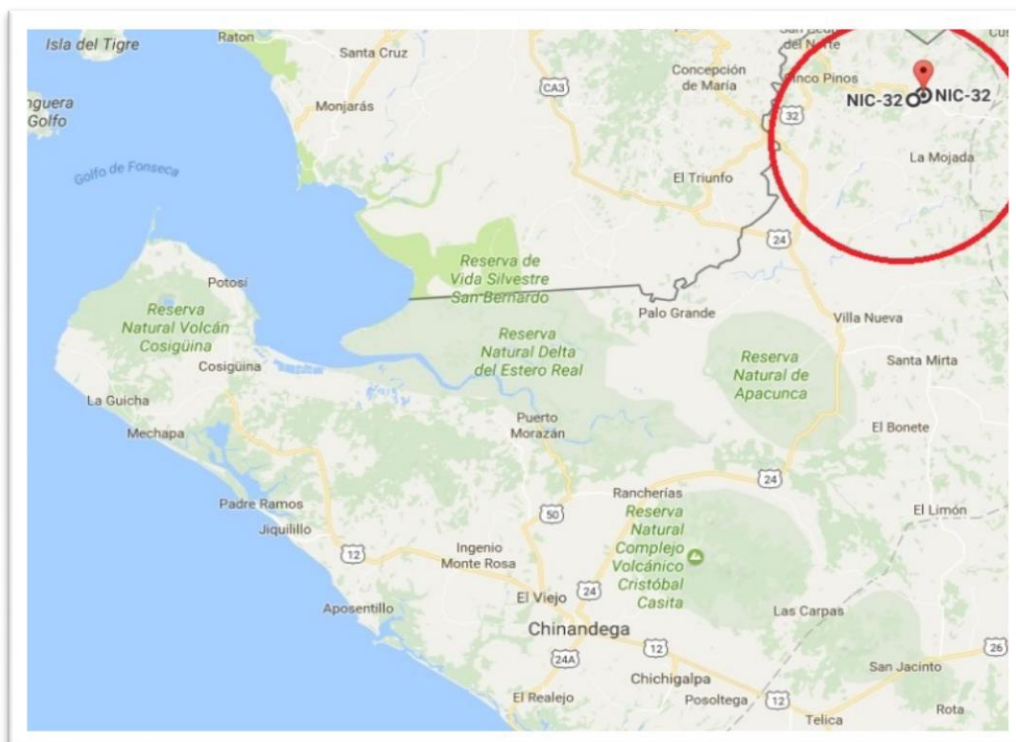
ANEXOS

FIGURA NO.10. MACROLOCALIZACION



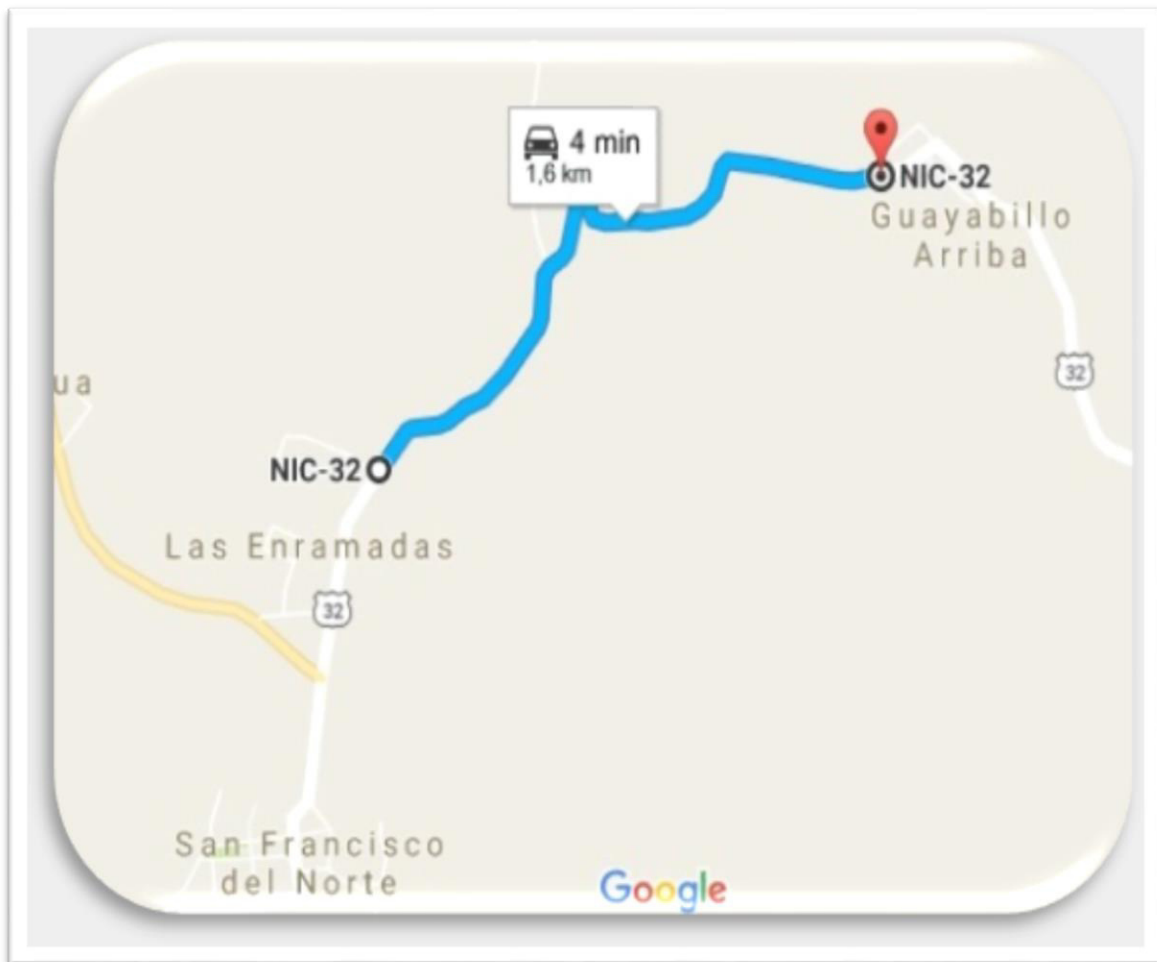
Fuente: Google Maps, 2017.

FIGURA NO.11. MACROLOCALIZACION



Fuente: Google Maps, 2017.

FIGURA NO.12. MICROLOCALIZACION



Fuente: Google Maps, 2017.

FIGURA NO. 13. Y NO. 14. FOTOGRAFIA DEL TRAMO



Fuente: Elaboración Propia.



Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO. 15. FOTOGRAFIA DEL TRAMO



Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO. 16. Y NO. 17. REALIZACION DE LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO



Fuente: Elaboración Propia.



Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO. 18. Y NO. 19. REALIZACION DE SONDEOS MANUALES



Fuente: Elaboración Propia.



Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO. 20. Y NO. 21. REALIZACION DE SONDEOS MANUALES



Fuente: Elaboración Propia.



Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 42. CONTEO VEHICULAR DEL TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE – GUAYAVILLA (VIERNES)

Estacion No: 1		Tramo: San Francisco del Norte - Guayabilla							Ubicacion Km: Est 0+000				Dia: Viernes	Horas: 12	Mes/Año: Mayo 2017			Sentido: 2				
Hora	VEHICULOS DE PASAJEROS							VEHICULOS DE CARGA								OTROS VEHICULOS PESADOS			Total Veh.			
	Vehiculos livianos				Autobuses			Camiones				Camion Remolque Cx-Rx		Trailer Articulado Tx-Sx								
	Motos	Autos	Jeep/SUV	Pick-Up	Microbus	Minibus	Grande	Camion Ligero	C2 > 4 ton	C3	C4	≤ 4 ejes	≤ 5 ejes	T2-S1	T2-S2	T3-S2	T3-S3	Agricolas		Construc	Otros	
7:00 a.m.-8:00 a.m.	5	0	0	5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	15
8:00 a.m.-9:00 a.m.	8	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
9:00 a.m.-10:00 a.m.	3	0	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
10:00 a.m.-11:00 a.m.	16	0	0	10	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	29	
11:00 a.m.-12:00 p.m.	4	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	8	
12:00 p.m. 1:00 p.m.	7	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	12	
1:00 p.m. 2:00 p.m.	6	0	0	5	0	0	1	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	
2:00 p.m. 3:00 p.m.	5	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	
3:00 p.m. 4:00 p.m.	12	0	0	2	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	
4:00 p.m. 5:00 p.m.	5	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	
5:00 p.m. 6:00 p.m.	24	0	1	4	0	0	2	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	37	
6:00 p.m. 7:00 p.m.	7	2	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	12	
Total	102	2	2	37	0	0	7	2	5	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	178	

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 43. CONTEO VEHICULAR DEL TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE – GUAYAVILLA (SABADO)

Estacion No: 1		Tramo: San Francisco del Norte - Guayabilla							Ubicacion Km: Est 0+000				Dia: Sabado	Horas: 12		Mes/Año: Mayo 2017			Sentido: 2		
Hora	VEHICULOS DE PASAJEROS							VEHICULOS DE CARGA								OTROS VEHICULOS PESADOS			Total Veh		
	Vehiculos livianos				Autobuses			Camiones				Camion		Trailer Articulado Tx-Sx		Agricolas	Construc	Otros			
	Motos	Autos	Jeep/SUV	Pick-Up	Microbus	Minibus	Grande	Camion Ligero	2 > 4 to	C3	C4	≤ 4 ejes	≤ 5 ejes	T2-S1	T2-S2					T3-S2	T3-S3
7:00 a.m.-8:00 a.m.	7	0	0	7	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	19
8:00 a.m.-9:00 a.m.	11	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16
9:00 a.m.-10:00 a.m.	4	0	0	4	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	10
10:00 a.m.-11:00 a.m.	7	0	0	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
11:00 a.m.-12:00 p.m.	4	0	0	3	0	0	1	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	12
12:00 p.m. 1:00 p.m.	3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4
1:00 p.m. 2:00 p.m.	3	0	0	7	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12
2:00 p.m. 3:00 p.m.	7	0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
3:00 p.m. 4:00 p.m.	5	0	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	10
4:00 p.m. 5:00 p.m.	10	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
5:00 p.m. 6:00 p.m.	18	0	0	3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22
6:00 p.m. 7:00 p.m.	4	2	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	14
Total	83	2	1	40	0	0	6	2	5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	13	153

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 44. CONTEO VEHICULAR DEL TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE – GUAYAVILLA (DOMINGO)

Estacion No: <u>1</u>		Tramo: <u>San Francisco del Norte - Guayabilla</u>							Ubicacion Km: Est 0+000				Dia: Domingo		Horas: 12		Mes/Año: Mayo 2017			Sentido: 2	
Hora	VEHICULOS DE PASAJEROS							VEHICULOS DE CARGA								OTROS VEHICULOS PESADOS			Total Veh.		
	Vehiculos livianos				Autobuses			Camiones			Camion		Trailer Articulado Tx-Sx								
	Motos	Autos	Jeep/SUV	Pick-Up	Microbus	Minibus	Grande	Camion Ligero	2 > 4 td	C3	C4	≤ 4 ejes	≤ 5 ejes	T2-S1	T2-S2	T3-S2	T3-S3	Agricolas		Construc	Otros
7:00 a.m.-8:00 a.m.	9	2	0	6	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	21
8:00 a.m.-9:00 a.m.	5	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	10
9:00 a.m.-10:00 a.m.	9	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
10:00 a.m.-11:00 a.m.	5	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12
11:00 a.m.-12:00 p.m.	4	0	0	4	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
12:00 p.m. 1:00 p.m.	7	0	0	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18
1:00 p.m. 2:00 p.m.	4	1	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8
2:00 p.m. 3:00 p.m.	6	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
3:00 p.m. 4:00 p.m.	4	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
4:00 p.m. 5:00 p.m.	15	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	17
5:00 p.m. 6:00 p.m.	21	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	29
6:00 p.m. 7:00 p.m.	8	1	1	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	14
Total	97	4	1	55	0	0	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	168

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 45. RESUMEN CONTEO VEHICULAR DEL TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE – GUAYAVILLA

Estacion No: 1	Tramo: San Francisco del Norte - Guayabilla							Ubicacion Km: Est 0+000				Dias: 3		Horas: 12		Mes/Año: Mayo 2017			Sentido: 2		
CONTEO VEHICULAR TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE-GUAYABILLA MAYO 2017																					
DIA	VEHICULOS DE PASAJEROS							VEHICULOS DE CARGA										OTROS VEHICULOS PESADOS			Total Veh.
	Vehiculos livianos				Autobuses			Camiones				Camion		Trailer Articulado Tx-Sx							
	Motos	Autos	Jeep /SUV	Pick-Up	Micro bus	Mini bus	Grande	Camion Ligero	C2 > 4 ton	C3	C4	≤4 eje	≤5 eje	T2-S1	T2-S2	T3-S2	T3-S3	Agricola	Const.	Otros	
VIERNES	102	2	2	37	0	0	7	2	5	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	178
SABADO	83	2	1	40	0	0	6	2	5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	13	153
DOMINGO	97	4	1	55	0	0	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	168
TOTAL (TD)	282	8	4	132	0	0	18	6	10	8	0	0	0	1	0	0	0	0	0	30	499











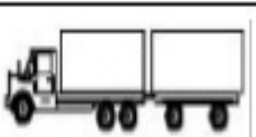

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 46. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGAS

Cargas por eje		Factores equivalentes de carga		
kN	Lbs	Eje simple	Eje tándem	Eje tridem
4.45	1,000	0.00002		
8.9	2,000	0.00018		
17.8	4,000	0.00209	0.0003	
26.7	6,000	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8,000	0.0343	0.003	0.001
44.5	10,000	0.0877	0.007	0.002
53.4	12,000	0.189	0.014	0.003
62.3	14,000	0.360	0.027	0.006
71.2	16,000	0.623	0.047	0.011
80.0	18,000	1.000	0.077	0.017
89.0	20,000	1.51	0.121	0.027
97.9	22,000	2.18	0.180	0.040
106.8	24,000	3.03	0.260	0.057
115.6	26,000	4.09	0.364	0.080
124.5	28,000	5.39	0.495	0.109
133.4	30,000	6.97	0.658	0.145
142.3	32,000	8.88	0.857	0.191
151.2	34,000	11.18	1.095	0.246
160.1	36,000	13.93	1.38	0.313
169.0	38,000	17.20	1.70	0.393
178.0	40,000	21.08	2.08	0.487
187.0	42,000	25.64	2.51	0.597
195.7	44,000	31.00	3.00	0.723
204.5	46,000	37.24	3.55	0.868
213.5	48,000	44.50	4.17	1.033
222.4	50,000	52.88	4.86	1.22
231.3	52,000		5.63	1.43
240.2	54,000		6.47	1.66
249.0	56,000		7.41	1.91
258.0	58,000		8.45	2.20
267.0	60,000		9.59	2.51
275.8	62,000		10.84	2.85
284.5	64,000		12.22	3.22
293.5	66,000		13.73	3.62
302.5	68,000		15.38	4.05
311.5	70,000		17.19	4.52
320.0	72,000		19.16	5.03
329.0	74,000		21.32	5.57
338.0	76,000		23.66	6.15
347.0	78,000		26.22	6.78
356.0	80,000		29.0	7.45
364.7	82,000		32.0	8.2
373.6	84,000		35.3	8.9
382.5	86,000		38.8	9.8
391.4	88,000		42.6	10.6

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, Capítulo 7, Pág. 25

TABLA NO. 47. DIAGRAMA DE CARGAS PERMISIBLES

TIPO DE VEHICULOS	ESQUEMAS DE VEHICULOS	PESO MAXIMO AUTORIZADO						
		1er. Eje	2do. Eje	3er. Eje	4to. Eje	5to. Eje	6to. Eje	Peso Maximo Total (1) Ton - Met.
C2 11		4.50	9.00					13.50
C3 12		5.00	16.00					21.00
			8.00	8.00				
C4 Tx-Sx<4		5.00	20.00					25.00
			6.67	6.66	6.66			
T2-S1 Tx-Sx<4		5.00	9.00	9.00				23.00
T2-S2 Tx-Sx<4		5.00	9.00	16.00				30.00
				8.00	8.00			
T2-S3 Tx-Sx>5		5.00	9.00	20.00				34.00
				6.67	6.66	6.66		
T3-S1 Tx-Sx<4		5.00	16.00		9.00			30.00
			8.00	8.00				
T3-S2 Cx-Rx<4		5.00	16.00		16.00			37.00
			8.00	8.00	8.00	8.00		
T3-S3 Cx-Rx>5		5.00	16.00		20.00			41.00
			8.00	8.00	6.67	6.66	6.66	
C2-R2 Cx-Rx<4		4.50	9.00	4.0 a	4.0 a			21.50
		4.50	9.00	6.5 b	6.5 b			26.50
C3-R2 Cx-Rx>5		5.00	16.00		4.0 a	4.0 a		29.00
		5.00	8.00	8.00	6.5 b	6.5 b		34.00
C3-R3 Cx-Rx>5		5.00	16.00		4.0 a	5.0 a	5.0 a	35.00
		5.00	8.0 b	8.0 b	6.5 b	5.0 b	5.0 b	37.50

Fuente: Clasificación Vehicular del MTI, Pág. 8.

**TABLA NO. 48. DISTANCIAS DE VISIBILIDAD DE PARADA HORIZONTAL Y
CON PENDIENTE VERTICAL**

VELOCIDAD (KPH)		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
PENDIENTE EN ASCENSO +i%	12	17	29	41	56	72	90	110	131	154	179	205
	11	17	29	42	57	73	91	111	133	156	181	208
	10	17	29	42	57	74	92	112	134	158	184	211
	9	18	29	43	58	75	93	114	136	160	186	214
	8	18	30	43	58	75	94	115	138	162	189	217
	7	18	30	43	58	76	95	117	139	164	191	220
	6	18	30	44	59	77	97	118	141	167	194	223
	5	18	30	44	60	78	98	119	143	169	197	227
	4	18	30	44	60	79	99	121	145	172	198	231
	3	19	31	45	61	80	100	123	148	174	203	234
	2	19	31	45	62	81	102	125	150	177	207	239
	1	19	31	46	63	82	103	127	152	180	210	243
CALCULADO HORIZONTAL	0	18.5	31.2	46.2	63.4	83.0	104.9	129.0	155.5	184.2	215.2	248.6
REDONDEADO HORIZONTAL	0	20	35	50	65	85	105	130	160	185	220	250
PENDIENTE EN DESCENSO -i%	1	20	32	47	64	85	106	131	158	187	218	252
	2	20	32	48	65	85	108	133	161	191	223	257
	3	20	32	50	66	87	110	136	164	194	227	263
	4	20	33	50	67	88	112	138	167	198	232	269
	5	20	33	50	68	90	114	141	171	203	238	275
	6	20	35	50	70	92	116	144	174	207	243	281
	7	20	35	51	71	93	119	147	178	212	249	289
	8	20	35	52	72	95	121	151	183	218	256	297
	9	20	35	53	74	97	124	154	187	223	262	304
	10	21	36	53	75	99	127	158	192	230	270	314
	11	21	36	54	77	102	131	163	198	236	279	323
	12	21	37	56	78	105	134	167	204	244	287	334

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de
Carreteras, (SIECA 2011), Pág. 77.

TABLA NO. 49. LONGITUD DE TRANSICION PARA UN PERALTE DEL 10%

RADIO	20 KPH			RADIO	30 KPH			RADIO	40 KPH			RADIO	60 KPH			RADIO	80 KPH		
	e%	Ls	Ob		e%	Ls	Ob		e%	Ls	Ob		e%	Ls	Ob		e%	Ls	Ob
197	B.N.			454	B.N.			790	B.N.			1110	B.N.			1520	B.N.		
145	2.0	11		333	2.0	17		580	2.0	22		815	2.0	28		1120	2.0	34	
130	2.2	11		300	2.2	17		522	2.2	22		735	2.2	28		1020	2.2	34	
118	2.4	11		272	2.4	17		474	2.4	22		669	2.4	28		920	2.4	34	
108	2.6	12		249	2.6	17		434	2.6	22		612	2.6	28		844	2.6	34	
99	2.8	13		228	2.8	17		399	2.8	22		564	2.8	28		778	2.8	34	
91	3.0	14	14	211	3.0	17	17	368	3.0	22	22	522	3.0	28	28	720	3.0	34	34
85	3.2	14	13	195	3.2	17	16	342	3.2	22	21	485	3.2	28	26	670	3.2	34	32
79	3.4	15	13	181	3.4	17	15	318	3.4	22	19	453	3.4	28	25	626	3.4	34	30
73	3.6	16	13	169	3.6	17	14	297	3.6	22	18	424	3.6	28	23	586	3.6	34	28
68	3.8	17	13	158	3.8	18	14	278	3.8	22	17	398	3.8	28	22	551	3.8	34	27
64	4.0	18	14	148	4.0	19	14	261	4.0	22	17	374	4.0	28	21	519	4.0	34	26
60	4.2	19	14	139	4.2	20	14	245	4.2	22	16	353	4.2	28	20	480	4.2	34	24
56	4.4	20	14	130	4.4	21	14	231	4.4	23	16	333	4.4	28	19	464	4.4	34	23
53	4.6	21	14	122	4.6	22	14	218	4.6	24	16	315	4.6	28	18	439	4.6	34	22
50	4.8	21	13	115	4.8	23	14	206	4.8	25	16	299	4.8	28	18	417	4.8	34	21
47	5.0	22	13	109	5.0	24	14	194	5.0	26	16	283	5.0	28	17	396	5.0	34	20
44	5.2	23	13	102	5.2	25	14	184	5.2	27	16	269	5.2	29	17	377	5.2	34	20
41	5.4	24	13	97	5.4	26	14	174	5.4	28	16	256	5.4	30	17	359	5.4	34	19
38	5.6	25	13	91	5.6	27	14	164	5.6	29	16	243	5.6	31	17	343	5.6	34	18
36	5.8	26	13	85	5.8	28	14	155	5.8	30	16	232	5.8	32	17	327	5.8	35	18
33	6.0	27	14	80	6.0	29	15	146	6.0	31	16	221	6.0	33	17	312	6.0	36	18
31	6.2	27	13	75	6.2	30	15	138	6.2	32	15	210	6.2	34	16	298	6.2	37	18
28	6.4	28	12	70	6.4	31	15	130	6.4	33	15	200	6.4	35	16	285	6.4	38	18
26	6.6	28	11	65	6.6	31	14	121	6.6	34	15	191	6.6	37	17	273	6.6	40	18
24	6.8	24	11	60	6.8	33	15	114	6.8	35	15	181	6.8	38	17	261	6.8	41	18
22	7.0	23	10	56	7.0	34	15	107	7.0	36	15	172	7.0	39	17	249	7.0	42	18
21	7.2	22	9	54	7.1	36	15	101	7.2	37	15	164	7.2	40	17	238	7.2	43	18
19	7.4	21	9	49	7.4	34	14	95	7.4	38	15	156	7.4	41	17	228	7.4	44	18
18	7.6	21	8	46	7.6	33	13	90	7.6	39	15	148	7.6	42	17	218	7.6	46	18
17	7.8	20	8	44	7.8	32	12	85	7.8	40	15	141	7.8	43	17	213	7.7	46	18
16	8.0	20	8	41	8.0	31	12	82	8.0	41	15	135	8.0	44	17	208	7.8	47	18
15	8.2	19	7	39	8.2	31	11	76	8.2	42	15	128	8.2	45	16	199	8.0	48	18
14	8.4	18	6	36	8.4	29	10	72	8.4	42	15	122	8.4	47	17	190	8.2	49	18
13	8.6	18	6	34	8.6	29	10	68	8.6	40	14	116	8.6	48	17	182	8.4	50	18
12	8.8	17	6	32	8.8	28	10	64	8.8	39	13	110	8.8	49	17	174	8.6	52	18
11	9.2	16	5	30	9.0	27	9	61	9.0	38	13	105	9.0	50	17	166	8.8	53	18
10	9.4	15	5	27	9.4	25	8	57	9.2	37	12	99	9.2	49	16	158	9.0	54	18
9	9.7	15	5	25	9.6	24	8	54	9.4	36	11	94	9.4	47	15	150	9.2	55	18
8	9.9	14	4	23	9.8	23	7	50	9.6	35	11	88	9.6	46	14	142	9.4	56	18
7	10.0	13	4	19	10.0	21	6	46	9.8	33	10	81	9.8	44	13	133	9.6	58	18
								38	10.0	30	9	68	10.0	40	12	124	9.8	59	18
																105	10.0	18	5

PERALTE MAXIMO = 10.0%

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, (SIECA 2011), Pág. 101.

TABLA NO. 50. RESULTADO DE CURVAS HORIZONTALES

ESTACIONES				DATOS DE LA CURVA				
No. Curva	PC	PI	PT	Radio (m)	Longitud (m)	Delta Δ	Tangente (m)	Gºcurva
<u>PI 1</u>	0+098.70	0+109.85	0+119.67	25	20.97	48°03'10" (D)	11.14	45°50'13"
<u>PI 2</u>	0+168.95	0+185.83	0+202.23	80.75	33.28	23°36'53" (I)	16.88	14°11'28"
<u>PI 3</u>	0+279.96	0+304.66	0+328.74	126.9	48.78	22°01'28" (I)	24.69	9°1'48"
<u>PI 4</u>	0+459.92	0+477.57	0+494.80	67.6	35.28	29°53'56" (I)	18.05	16°57'5"
<u>PI 5</u>	0+586.36	0+597.09	0+606.64	25	20.28	46°28'06" (D)	10.73	45°50'13"
<u>PI 6</u>	0+632.01	0+650.25	0+666.69	45.4	34.68	43°46'17" (I)	18.24	25°14'26"
<u>PI 7</u>	0+703.55	0+716.20	0+728.78	145.26	25.23	9°57'07" (D)	12.65	7°53'20"
<u>PI 8</u>	0+745.19	0+768.69	0+790.25	58.85	45.06	43°52'17" (I)	23.7	19°28'19"
<u>PI 9</u>	0+790.25	0+801.01	0+807.50	11.41	17.25	86°38'42" (D)	10.76	100°25'52"
<u>PI 10</u>	0+807.50	0+825.29	0+831.32	12.33	23.73	110°17'57" (D)	17.7	92°56'15"
<u>PI 11</u>	0+859.27	0+903.54	0+919.49	31.74	60.23	108°43'54" (I)	44.27	36°6'12"
<u>PI 12</u>	1+109.01	1+145.60	1+174.53	59.07	65.52	63°33'24" (I)	36.59	19°23'58"
<u>PI 13</u>	1+237.91	1+262.17	1+278.89	30.47	40.98	77°02'49" (D)	24.26	37°36'29"
<u>PI 14</u>	1+504.08	1+538.65	1+572.22	164.11	68.13	23°47'14" (I)	34.56	6°58'58"

(D) Deflexión Derecha (I) Deflexión Izquierda

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 51. TRANSICION DE BOMBEO – PERALTE EN LA CURVA HORIZONTAL SIMPLE

CURVA NO.1				CURVA NO.2				CURVA NO.3			
$\Delta(D)$	$e_{req}=4.81\%$	$Lt=15.33m$		$\Delta(I)$	$e_{req}=B=2\%$	$Lt=6.38m$		$\Delta(I)$	$e_{req}=B=2\%$	$Lt=6.38m$	
		PERALTE				PERALTE				PERALTE	
Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)
A	0+076.99	-2	-2	A	0+156.19	-2	-2	A	0+267.20	-2	-2
B	0+083.37	0	-2	B	0+162.57	-2	0	B	0+273.58	-2	0
C	0+089.75	2	-2	C (PC)	0+168.95	-2	2	C (PC)	0+279.96	-2	2
D(PC)	0+098.70	4.81	-4.81								
E(PT)	0+119.67	4.81	-4.81								
F	0+128.62	2	-2	F (PT)	0+202.23	-2	2	F (PT)	0+328.74	-2	2
G	0+135	0	-2	G	0+208.61	-2	0	G	0+335.12	-2	0
H	0+141.38	-2	-2	H	0+214.99	-2	-2	H	0+341.50	-2	-2

Fuente: Elaboración Propia.

CURVA NO.4				CURVA NO.5				CURVA NO.6			
$\Delta(I)$	$e_{req}=B=2\%$	$Lt=6.38m$		$\Delta(D)$	$e_{req}=4.81\%$	$Lt=15.33m$		$\Delta(I)$	$e_{req}=2.85\%$	$Lt=9.08m$	
		PERALTE				PERALTE				PERALTE	
Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)
A	0+447.16	-2	-2	A	0+564.65	-2	-2	A	0+616.55	-2	-2
B	0+453.54	-2	0	B	0+571.03	0	-2	B	0+622.93	-2	0
C (PC)	0+459.92	-2	2	C	0+577.41	2	-2	C	0+629.31	-2	2
				D(PC)	0+586.36	4.81	-4.81	D(PC)	0+632.01	-2.85	2.85
				E(PT)	0+606.64	4.81	-4.81	E(PT)	0+666.69	-2.85	2.85
F (PT)	0+494.80	-2	2	F	0+615.59	2	-2	F	0+669.39	-2	2
G	0+501.18	-2	0	G	0+621.97	0	-2	G	0+675.77	-2	0
H	0+507.56	-2	-2	H	0+628.35	-2	-2	H	0+682.15	-2	-2

Fuente: Elaboración Propia.

CURVA NO.7				CURVA NO.8				CURVA NO.9			
$\Delta(D)$		$e_{req}=B=2\%$		$Lt=6.38$		$\Delta(I)$		$e_{req}=B=2\%$		$Lt=6.38$	
		PERALTE				PERALTE				PERALTE	
Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)
A	0+690.79	-2	-2	A	0+733.66	-2	-2	A	0+762.27	-2	-2
B	0+697.17	0	-2	B	0+739.10	-2	0	B	0+767.71	0	-2
C (PC)	0+703.55	2	-2	C	0+744.54	-2	2	C	0+773.15	2	-2
				D(PC)	0+745.19	-2	2	D(PC)	0+790.25	8.29	-8.29
				E	0+762.27	-2	-2	E(PT)	0+807.50	8.29	-8.29
F (PT)	0+728.78	2	-2	F	0+767.71	0	-2				
G	0+735.16	0	-2	G	0+773.15	2	-2				
H	0+741.54	-2	-2	H(PT)	0+790.25	8.29	-8.29				

Fuente: Elaboración Propia.

CURVA NO.10				CURVA NO.11				CURVA NO.12			
$\Delta(D)$		$e_{req}=8.29\%$		$Lt=22.54m$		$\Delta(I)$		$e_{req}=3.92\%$		$Lt=10.27$	
		PERALTE				PERALTE				PERALTE	
Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)
				A	0+843.56	2.94	-2.94	A	1+095.52	-2	-2
				B	0+849	0.57	-0.57	B	1+101.90	-2	0
				C	0+854.44	-2.11	2.11	C	1+108.25	-2	2
D(PC)	0+807.50	8.29	-8.29	D(PC)	0+859.27	-3.92	3.92	D(PC)	1+109.01	-2.23	2.23
E(PT)	0+831.32	8.29	-8.29	E(PT)	0+919.49	-3.92	3.92	E(PT)	1+174.53	-2.23	2.23
F	0+848.42	0.81	-0.81	F	0+924.32	-2	2	F	1+175.26	-2	2
G	0+853.86	-1.56	1.56	G	0+929.76	-2	0	G	1+181.64	-2	0
H	0+859.30	-3.92	3.92	H	0+935.20	-2	-2	H	1+188.02	-2	-2

Fuente: Elaboración Propia.

CURVA NO.13				CURVA NO.14			
$\Delta(D)$		$e_{req}=4.06\%$ Lt=12.94		$\Delta(I)$		$e_{req}=b=2\%$ Lt=6.38mt	
		PERALTE				PERALTE	
Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)	Punto	Est.	Izq.(%)	Der.(%)
A	1+218.59	-2	-2	A	1+491.32	-2	-2
B	1+224.97	0	-2	B	1+497.70	-2	0
C	1+231.35	2	-2	C(PC)	1+504.08	-2	2
D(PC)	1+237.91	4.06	-4.06				
E(PT)	1+278.89	4.06	-4.06				
F	1+285.45	2	-2	F(PT)	1+572.22	-2	2
G	1+291.83	0	-2	G	1+578.60	-2	0
H	1+298.21	-2	-2	H	1+584.98	-2	-2

Fuente: Elaboración Propia.

Nota: En las curvas No. 2,3,4,7 y 14 el peralte requerido es menor o igual al bombeo, por lo que la longitud de transición es igual al valor N, entonces la transición llega hasta al punto C, este pasa a tomar el estacionamiento del PC, igualmente en la salida de la curva, el punto F toma la estación del PT.

En la curva 8,9,10 se consideraron que las tangentes de transición entre curva y curva es igual a 0, por ende, se jugó con las transiciones de peralte.

TABLA NO. 52. RESULTADO DE CURVAS VERTICALES

No. Curva	Estación PCV	Estación PIV	Estación PTV	Elevación PCV	Elevación PIV	Elevación PTV	Longitud de Curva	Pendiente (%)	A(%)	K(%)	Tipo de Curva
								2.23			
1	0+178.36	0+230.79	0+283.21	103.84	104.81	110.13	104.85		7.92	13.24	<u>CONCAVA</u>
								10.15			-
2	0+178.36	0+508.60	0+283.21	103.84	133.01	110.13	359.82		-20.78	17.32	<u>CONVEXA</u>
								-10.63			-
3	0+178.36	0+847.14	0+283.21	103.84	97.04	110.13	149.95		1.1	136.32	<u>CONCAVA</u>
								-9.53			-
4	0+178.36	1+142.83	0+283.21	103.84	68.87	110.13	363.97		-1.48	245.93	<u>CONVEXA</u>
								-11.01			-
5	0+178.36	1+384.85	0+283.21	103.84	42.23	110.13	56.13		10.3	5.45	<u>CONCAVA</u>
								-0.71			-
6	0+178.36	1+514.84	0+283.21	103.84	41.31	110.13	181.63		-6.66	27.27	<u>CONVEXA</u>
								-7.37			-

Fuente: Elaboración Propia.

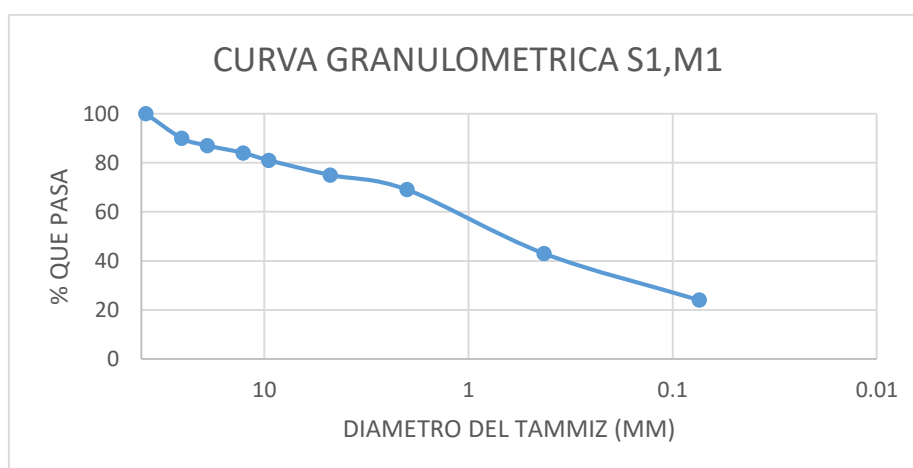
TABLA NO. 53. EJEMPLO DE RESULTADOS DE GRANULOMETRIA DEL SUELO (EST 0+000)

Sondeo 1, Muestra 1				
Tamiz No.	Peso Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa por el Tamiz
1 1/2"	0	0	0	100
1"	241	10	10	90
3/4"	67	3	13	87
1/2"	71	3	16	84
3/8"	55	2	19	81
No. 4	151	7	25	75
Pasa No.4	1720	75	100	0
Suma	2305	100		

Tabla Material Fino				
Tamiz No..	Peso Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa por el Tamiz
10	7.9	5	5	69
40	39.8	27	32	43
200	27.2	18	50	24
Pasa No.200	36.1	24	75	0
Suma	111	75		

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO.22 GRAFICA GRANOLUMETRICA ESTACION 0+000.



Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 54. RESULTADOS DE GRANULOMETRIA DEL TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE - GUAYAVILLA

ESTACION	PROFUNDIDAD EN CM	BANDA	MUESTRA No.	% QUE PASA POR TAMIZ											
				2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Pasa No.4	No. 4	No. 10	No. 40	No.200	Pasa No. 200
0+000	0-40	Derecha	S1M1	100	100	90	87	84	81	0	75	69	43	24	0
	40-150	Derecha	S1M2	85	85	77	72	66	62	0	53	48	35	19	0
0+150	0-70	Izquierda	S2M1	85	85	77	72	66	62	0	53	48	35	19	0
	70-150	Izquierda	S2M2	100	100	98	95	91	88	0	79	71	55	40	0
0+300	0-50	Derecha	S3M1	98	96	89	84	78	73	0	62	53	36	25	0
	50-150	Derecha	S3M2	90	85	84	81	79	76	0	69	64	45	28	0
0+450	0-60	Izquierda	S4M1	95	75	66	60	55	50	0	33	31	25	18	0
	60-150	Izquierda	S4M2	100	100	100	100	100	99	0	78	74	64	52	0
0+600	0-65	Derecha	S5M1	98	96	89	84	78	73	0	62	53	36	25	0
	65-150	Derecha	S5M2	100	91	91	87	85	84	0	82	76	44	30	0
0+750	0-110	Izquierda	S6M1	90	85	84	81	79	76	0	69	64	45	28	0
	110-150	Izquierda	S6M2	100	100	100	100	100	99	0	78	74	64	52	0
0+900	0-45	Derecha	S7M1	98	96	89	84	78	73	0	62	53	36	25	0
	45-150	Derecha	S7M2	100	100	97	96	90	84	0	65	58	48	41	0
1+050	0-60	Izquierda	S8M1	95	75	66	60	55	50	0	33	31	25	18	0
	60-150	Izquierda	S8M2	98	96	89	84	78	73	0	62	53	36	25	0
1+200	0-60	Derecha	S9M1	100	100	100	100	99	99	0	97	94	93	87	0
	60-130	Derecha	S9M2	100	100	98	97	97	96	0	88	86	80	67	0
	130-150	Derecha	S9M3	100	100	100	100	100	100	0	100	100	97	80	0
1+350	0-65	Izquierda	S10M1	100	100	100	97	88	81	0	64	54	37	26	0
	65-120	Izquierda	S10M2	100	100	100	100	100	95	0	40	38	35	31	0
	120-150	Izquierda	S10M3	100	100	100	100	100	99	0	78	74	64	52	0
1+500	0-50	Derecha	S11M1	100	100	97	92	90	87	0	63	58	49	39	0
	50-105	Derecha	S11M2	100	100	98	97	97	96	0	88	86	80	67	0
	105-150	Derecha	S11M3	100	100	100	100	99	98	0	91	86	70	43	0

Fuente: Elaboración Propia.

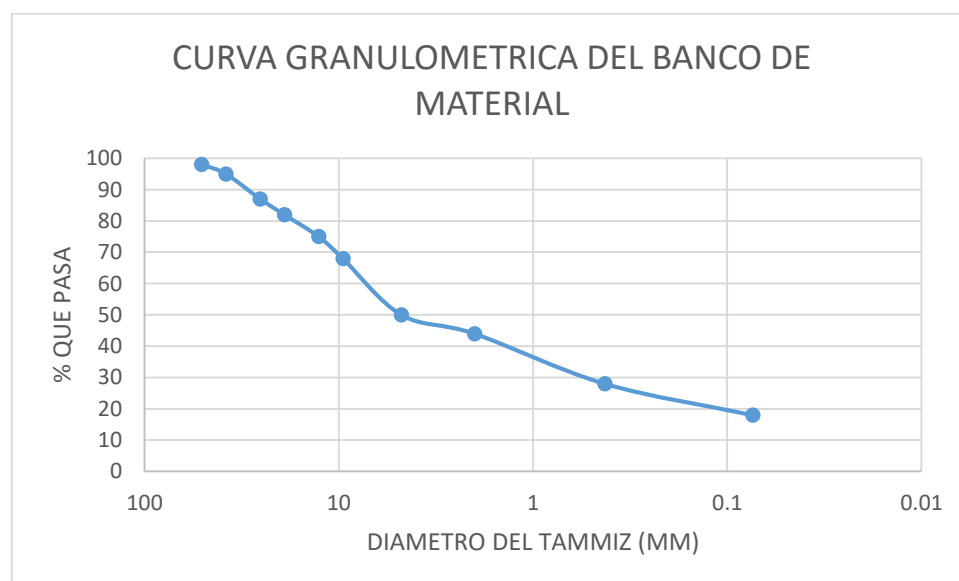
TABLA NO. 55. RESULTADOS DE GRANULOMETRIA DEL BANCO DE MATERIAL

Banco de Material				
Tamiz No.	Peso Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa por el Tamiz
2"	2010.99	2	2	98
1 1/2"	3785.98	4	5	95
1"	8019.99	8	13	87
3/4"	5171.98	5	18	82
1/2"	7827.996	7	25	75
3/8"	6852.01	6	32	68
No. 4	19326.01	18	50	50
Pasa No.4	53053.99	50	100	0
Suma	106048.946	100		

Tabla Material Fino				
Tamiz No.	Peso Retenido Parcial	Porcentaje Retenido parcial	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa por el Tamiz
10	16	6	6	44
40	40.8	16	22	28
200	25.5	10	32	18
Nasa no.200	48.4	19	50	0
Suma	130.7	50		

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO.23 GRAFICA GRANULOMETRICA BANCO DE MATERIAL.



Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 56. EJEMPLO DE CALCULO DE LIMITES DE ATTERBERG (EST 0+000)

ENSAYE NUMERO 1			
LIMITE DE PLASTICIDAD			
LIMITE LIQUIDO			
NUMERO DE GOLPES	19.00	22.00	28.00
PW+TARA	41.20	39.40	36.60
PS+TARA	37.40	36.20	34.00
AGUA	3.80	3.20	2.60
PESO DE TARA	21.50	21.80	21.30
PS	15.90	14.40	12.70
% DE AGUA	23.90	22.22	20.47
FACTOR K	0.97	0.99	1.01
LIMITE LIQUIDO	23.11	21.89	20.76

LIMITE PLASTICO		
PW+TARA	29.90	30.70
PS+TARA	28.50	29.20
AGUA	1.40	1.50
PESO DE TARA	21.50	21.80
PS	7.00	7.40
LIMITE PLASTICO	20.00	20.27

RESULTADOS		
LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)
21.920	20.135	1.784

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 57. RESULTADO DE CALCULO DE LIMITES DE ATTERBERG (EST 0+000 – 1+500)

	MUESTRAS	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTIIDAD (%)
EST 0+000	S1M1	21.92	20.135	1.784
	S1M2	22.83	16.029	6.801
EST 0+150	S2M1	22.83	16.029	6.801
	S2M2	30.505	22.161	8.344
EST 0+300	S3M1	24.489	17.423	7.066
	S3M2	22.554	10.197	12.357
EST 0+450	S4M1	32.443	21.988	10.455
	S4M2	27.46	19.55	7.91
EST 0+600	S5M1	24.489	17.423	7.066
	S5M2	36.119	29.132	6.986
EST 0+750	S6M1	22.554	10.197	12.357
	S6M2	27.46	19.55	7.91
EST 0+900	S7M1	24.489	17.423	7.066
	S7M2	32.278	25.198	7.079
EST 1+050	S8M1	24.489	17.423	7.066
	S8M2	32.443	21.988	10.455
EST 1+200	S9M1	52.387	33.796	18.591
	S9M2	47.475	30.498	16.977
	S9M3	47.267	31.067	16.2
EST 1+350	S10M1	29.805	18.453	11.352
	S10M2	39.34	25.10	14.24
	S10M3	40.886	21.717	19.168
EST 1+500	S11M1	42.931	23.682	19.25
	S11M2	47.475	30.498	16.977
	S11M3	36.779	20.276	16.503

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 58. RESULTADO DE CALCULO DE LIMITES DE ATTERBERG (BANCO DE MATERIAL)

BANCO DE MATERIAL			
LIMITE DE PLASTICIDAD			
LIMITE LIQUIDO			
NUMERO DE GOLPES	15	21	33
PW+TARA	41.4	37.1	38.6
PS+TARA	37.1	33.8	35
AGUA	4.3	3.3	3.6
PESO DE TARA	21.6	21.7	21.4
PS	15.5	12.1	13.6
% DE AGUA	27.742	27.273	26.471
FACTOR K	0.94	0.97	1.034
LIMITE LIQUIDO	26.077	26.455	27.371

LIMITE PLASTICO		
PW+TARA	36.6	34.7
PS+TARA	34	32.4
AGUA	2.6	2.3
PESO DE TARA	21.8	21.5
PS	12.2	10.9
LIMITE PLASTICO	21.311	21.101

RESULTADOS		
LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)
26.634	21.206	5.428

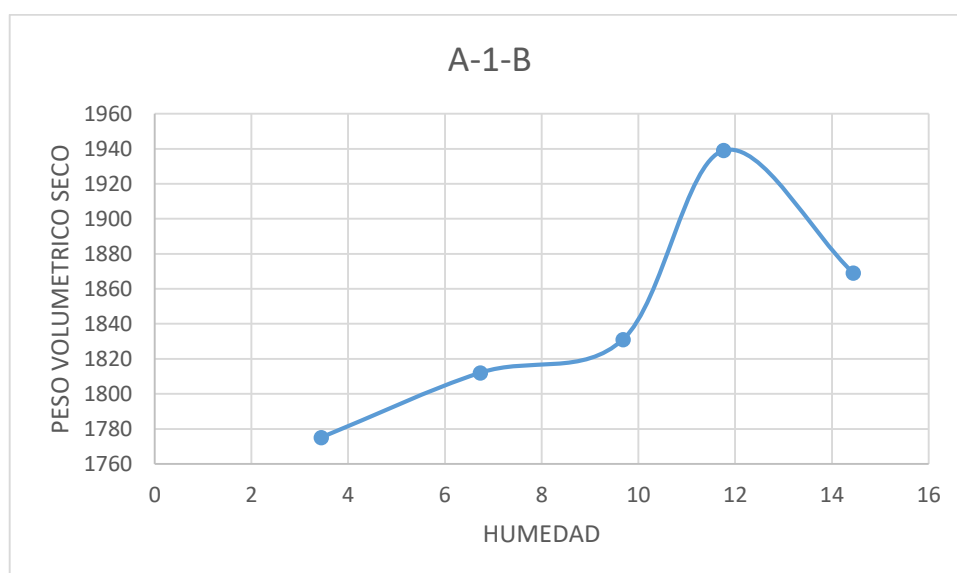
Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 59. RESULTADO DE LABORATORIO PROCTOR ESTANDAR PARA EL SUELO A-1-B

ENSAYE DE PROCTOR ESTANDAR					
A-1-B					
ENSAYE NO.	1	2	3	4	5
VOLUMEN DEL CILINDRO (CM ³)	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3
PESO DE MATERIA+MOLDE (GR)	5946	6038	6108	6258	6231
PESO DEL MOLDE (GR)	4214	4214	4214	4214	4214
PESO DEL MATERIAL EN EL MOLDE	1732	1824	1894	2044	2017
PESO VOLUMETRICO HUMEDO KG/M ³	1836	1934	2008	2167	2138
PESO VOLUMETRICO SECO (KG/M ³)	1775	1812	1831	1939	1869
TARA NO.					
PESO DE TARA	41	29.3	40.1	41.7	47.3
PESO DE TARA+MUESTRA HUMEDA (GR)	101.1	159.3	121.7	118.7	120.3
PESO DE TARA+MUESTRA SECA (GR)	99.1	151.1	114.5	110.6	111.1
PESO DE AGUA (GR)	0.0344	0.0673	0.0968	0.1176	0.1442
PESO DE MATERIAL SECO	58.1	121.8	74.4	68.9	63.8
CONTENIDO DE HUMEDAD %	90	180	270	360	450
W%	3.44	6.73	9.68	11.76	14.442

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO.24. GRAFICA PESO VOLUMETRICO SECO VS HUMEDAD (A-1-B)



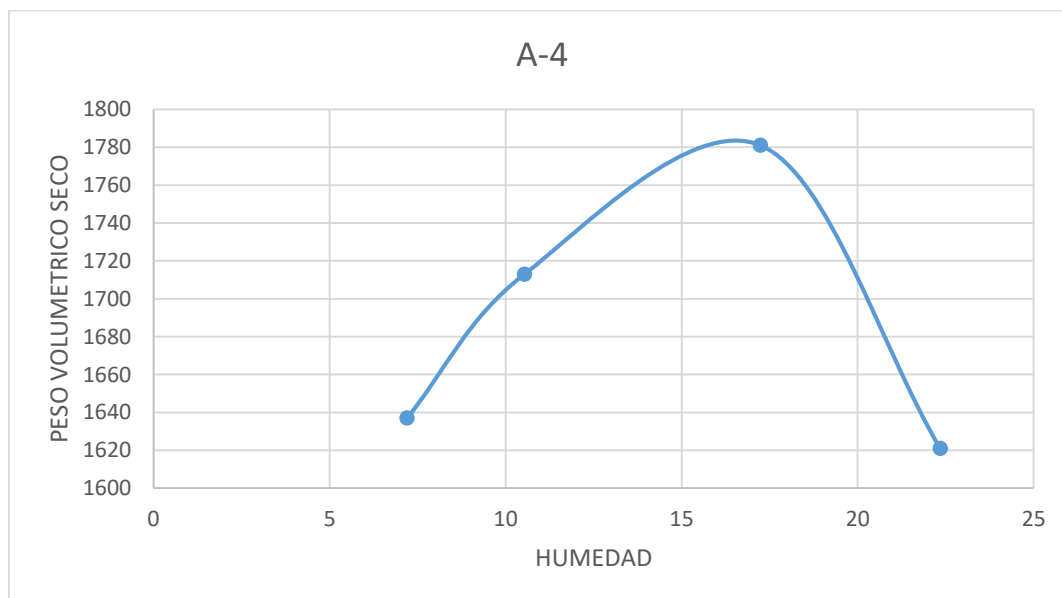
Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 60. RESULTADO DE LABORATORIO PROCTOR ESTANDAR PARA EL SUELO A-4

ENSAYE DE PROCTOR ESTANDAR				
A-4				
ENSAYE NO.	1	2	3	4
VOLUMEN DEL CILINDEO (CM3)	943.3	943.3	943.3	943.3
PESO DE MATERIA+MOLDE EN KG	5869	6000	6184	6085
PESO DEL MOLDE KG	4214	4214	4214	4214
PESO DEL MATERIAL EN EL MOLDE	1655	1786	1970	1871
PESO VOLUMETRICO HUMEDO KG/M CUB	1754	1893	2088	1983
PESO VOLUMETRICO SECO KG/M CUB	1637	1713	1781	1621
TARA NO.				
PESO DE TARA	41.2	47.1	48.4	47.2
PESO DE TARA+MUESTRA HUMEDA GR	118.6	104.8	113.7	118.9
PESO DE TARA+MUESTRA SECA GR	113.4	99.3	104.1	105.8
PESO DE AGUA GR	0.0720	0.1054	0.1724	0.2235
PESO DE MATERIAL SECO	72.2	52.2	55.7	58.6
CONTENDIO DE HUMEDAD %	150	300	450	600
W%	7.2	10.54	17.24	22.35

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO.25. GRAFICA PESO VOLUMETRICO SECO VS HUMEDAD (A-4)



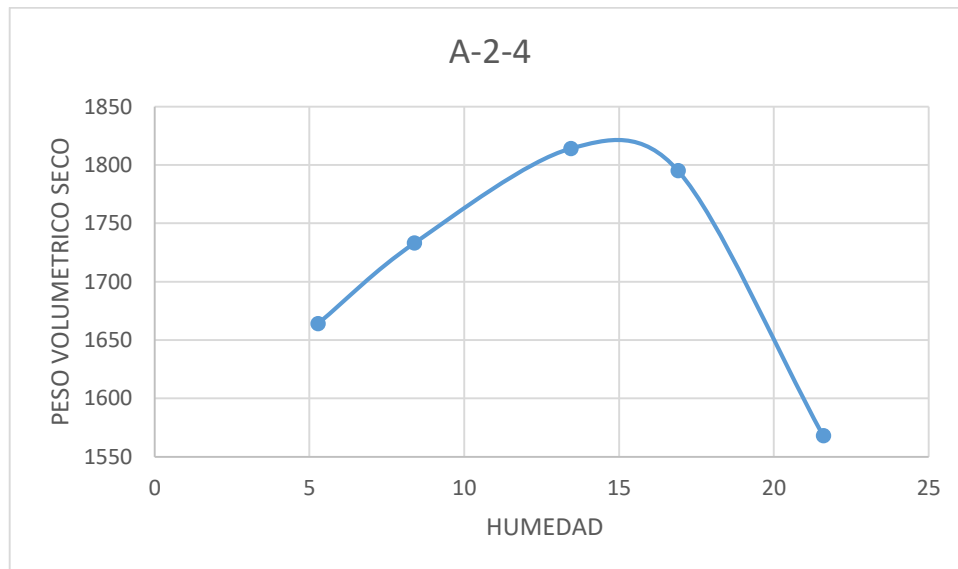
Fuente: Elaboración Propia.

TABLA NO. 61. RESULTADO DE LABORATORIO PROCTOR ESTANDAR PARA EL SUELO A-2-4

ENSAYE DE PROCTOR ESTANDAR					
A-2-4					
ENSAYE NO.	1	2	3	4	5
VOLUMEN DEL CILINDRO (CM3)	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3
PESO DE MATERIA+MOLDE EN (GR)	5866	5986	6155	6194	6013
PESO DEL MOLDE (GR)	4214	4214	4214	4214	4214
PESO DEL MATERIAL EN EL MOLDE	1652	1772	1941	1980	1799
PESO VOLUMETRICO HUMEDO (KG/M3)	1751	1879	2058	2099	1907
PESO VOLUMETRICO SECO (KG/M3)	1664	1733	1814	1795	1568
TARA NO.					
PESO DE TARA	42.2	48.3	41.2	46.9	48.5
PESO DE TARA+MUESTRA HUMEDA (GR)	118.1	115.5	118	118.1	124.5
PESO DE TARA+MUESTRA SECA (GR)	114.3	110.3	108.9	107.8	111
PESO DE AGUA (GR)	0.0527	0.0839	0.1344	0.1691	0.2160
PESO DE MATERIAL SECO	72.1	62	67.7	60.9	62.5
CONTENDIO DE HUMEDAD %	120	240	360	480	600
W%	5.27	8.39	13.44	16.91	21.6

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO.26. GRAFICA PESO VOLUMETRICO SECO VS HUMEDAD (A-2-4)



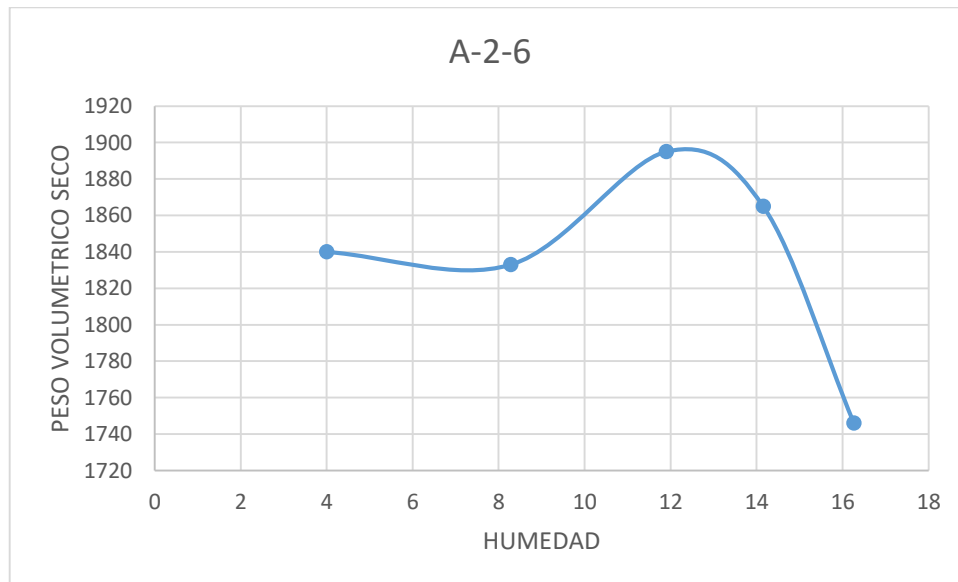
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 62. RESULTADO DE LABORATORIO PROCTOR ESTANDAR PARA EL SUELO A-2-6

ENSAYE DE PROCTOR ESTANDAR					
A-2-6					
ENSAYE NO.	1	2	3	4	5
VOLUMEN DEL CILINDRO (CM3)	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3
PESO DE MATERIA+MOLDE EN (GR)	6019	6086	6214	6222	6129
PESO DEL MOLDE (GR)	4214	4214	4214	4214	4214
PESO DEL MATERIAL EN EL MOLDE	1805	1872	2000	2008	1915
PESO VOLUMETRICO HUMEDO (KG/M3)	1913	1985	2120	2129	2030
PESO VOLUMETRICO SECO (KG/M3)	1840	1833	1895	1865	1746
TARA NO.					
PESO DE TARA	48.4	42.2	39.9	27.6	29
PESO DE TARA+MUESTRA HUMEDA (GR)	105.6	114.1	114.2	112.3	156.3
PESO DE TARA+MUESTRA SECA (GR)	103.4	108.6	106.3	101.8	138.5
PESO DE AGUA (GR)	0.0400	0.0828	0.1190	0.1415	0.1626
PESO DE MATERIAL SECO	55	66.4	66.4	74.2	109.5
CONTENDIO DE HUMEDAD %	100	200	300	400	500

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA NO.27. GRAFICA PESO VOLUMETRICO SECO VS HUMEDAD (A-2-6)



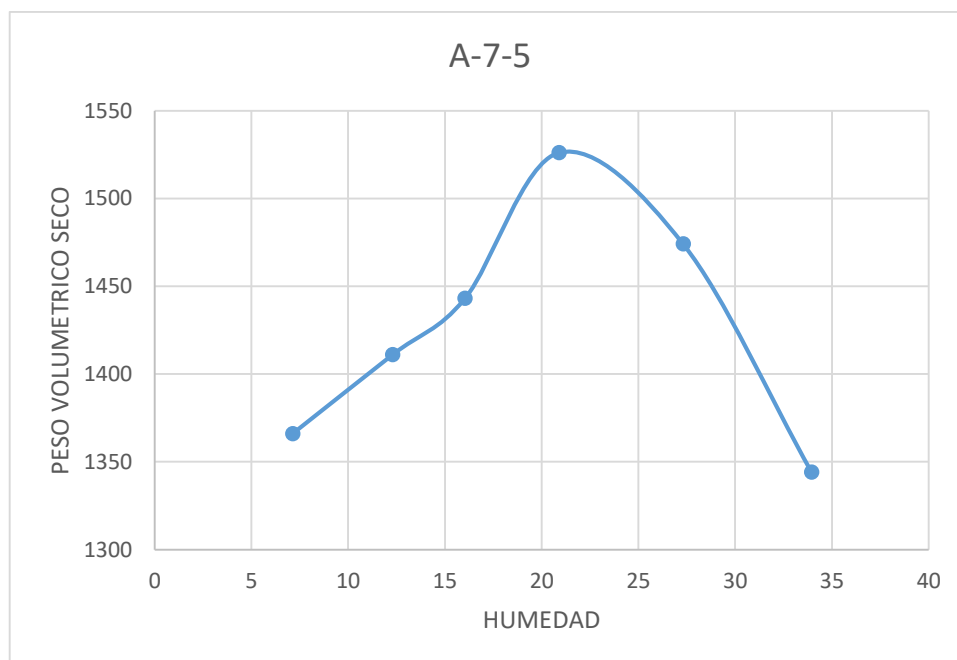
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 63. RESULTADO DE LABORATORIO PROCTOR ESTANDAR PARA EL SUELO A-7-5

ENSAYE DE PROCTOR ESTANDAR						
A-7-5						
ENSAYE NO.	1	2	3	4	5	6
VOLUMEN DEL CILINDRO (CM3)	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3	943
PESO DE MATERIA+MOLDE EN (GR)	5594	5709	5794	5954	5984	5912
PESO DEL MOLDE (GR)	4214	4214	4214	4214	4214	4214
PESO DEL MATERIAL EN EL MOLDE	1380	1495	1580	1740	1770	1698
PESO VOLUMETRICO HUMEDO (KG/M3)	1463	1585	1675	1845	1876	1800
PESO VOLUMETRICO SECO (KG/M3)	1366	1411	1443	1526	1474	1344
TARA NO.						
PESO DE TARA	39.9	47.3	29	41.7	31.4	43.8
PESO DE TARA+MUESTRA HUMEDA (GR)	110.5	116.7	112.9	114.6	116.7	116
PESO DE TARA+MUESTRA SECA (GR)	105.8	109.1	101.3	102	98.4	97.7
PESO DE AGUA (GR)	0.0713	0.1230	0.1604	0.2090	0.2731	0.3395
PESO DE MATERIAL SECO	65.9	61.8	72.3	60.3	67	53.9
CONTENDIO DE HUMEDAD %	150	300	450	600	750	900
W%	7.13	12.3	16.04	20.9	27.31	33.95

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 28. GRAFICA PESO VOLUMETRICO SECO VS HUMEDAD (A-7-5)



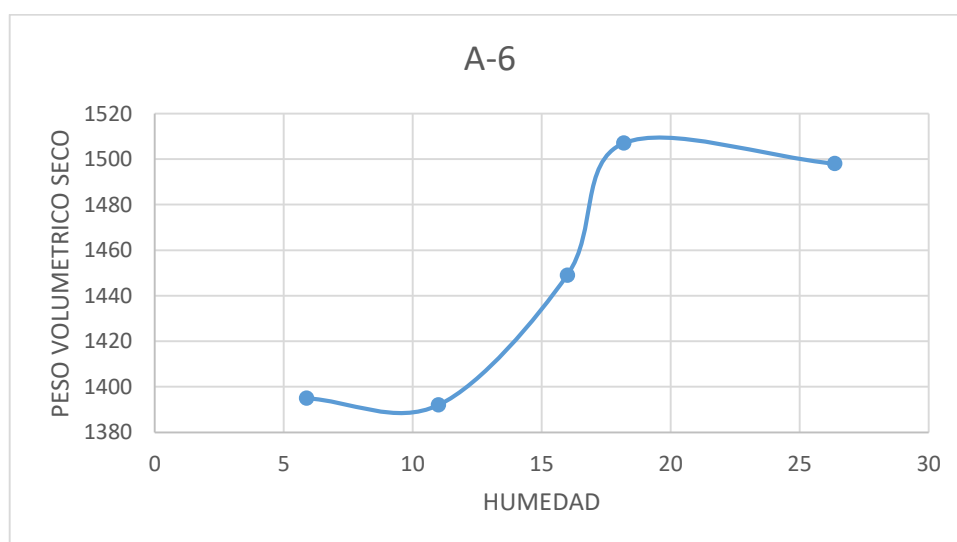
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 64. RESULTADO DE LABORATORIO PROCTOR ESTANDAR PARA EL SUELO A-6

ENSAYE DE PROCTOR ESTANDAR						
A-6						
ENSAYE NO.	1	2	3	4	5	6
VOLUMEN DEL CILINDRO (CM3)	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3
PESO DE MATERIA+MOLDE (GR)	5607	5671	5799	5894	6000	5942
PESO DEL MOLDE (GR)	4214	4214	4214	4214	4214	4214
PESO DEL MATERIAL EN EL MOLDE	1393	1457	1585	1680	1786	1728
PESO VOLUMETRICO HUMEDO (KG/M3)	1477	1545	1680	1781	1893	1832
PESO VOLUMETRICO SECO (KG/M3)	1395	1392	1449	1507	1498	1080
TARA NO.						
PESO DE TARA	32.2	47.4	31.5	35.4	32.5	48.5
PESO DE TARA+MUESTRA HUMEDA (GR)	116.8	112	112	112.1	104.4	117.9
PESO DE TARA+MUESTRA SECA (GR)	112.1	105.6	100.9	100.3	89.4	89.4
PESO DE AGUA (GR)	0.0588	0.1100	0.1599	0.1818	0.2636	0.6968
PESO DE MATERIAL SECO	79.9	58.2	69.4	64.9	56.9	40.9
CONTENDIO DE HUMEDAD %	150	300	450	600	750	900
W%	5.88	11	15.99	18.18	26.36	69.69

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 28. GRAFICA PESO VOLUMETRICO SECO VS HUMEDAD (A-6)



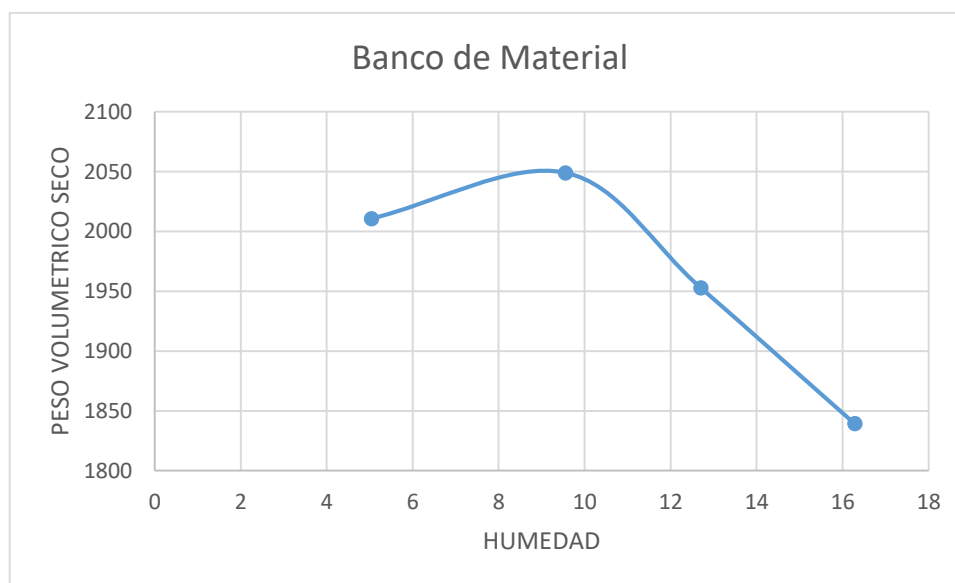
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 65. RESULTADO DE LABORATORIO PROCTOR MODIFICADO PARA EL BANCO DE MATERIAL A-1-B

ENSAYE DE PROCTOR MODIFICADO				
BANCO DE MATERIAL (A-1-B)				
ENSAYE NO.	1	2	3	4
VOLUMEN DEL CILINDRO (CM3)	2124	2124	2124	2124
PESO DE MATERIA+MOLDE (GR)	11102	11384	11291	11159
PESO DEL MOLDE (GR)	6616	6616	6616	6616
PESO DEL MATERIAL EN EL MOLDE	4486	4768	4675	4543
PESO VOLUMETRICO HUMEDO(KG/M3)	2112.1	2244.8	2201.04	2138.89
PESO VOLUMETRICO SECO(KG/M3)	2010.76	2049.11	1953	1839.43
TARA NO.				
PESO DE TARA	54.2	31.4	42.2	32.4
PESO DE TARA+MUESTRA HUMEDA (GR)	150	174.8	138.9	183.8
PESO DE TARA+MUESTRA SECA (GR)	145.4	162.3	128	162.6
PESO DE AGUA (GR)	0.0504	0.0955	0.1270	0.1628
PESO DE MATERIAL SECO	91.2	130.9	85.8	130.2
CONTENDIO DE HUMEDAD %	200	400	600	800
W%	5.04	9.55	12.7	16.28

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 29. GRAFICA PESO VOLUMETRICO SECO VS HUMEDAD (BANCO DE MATERIAL)



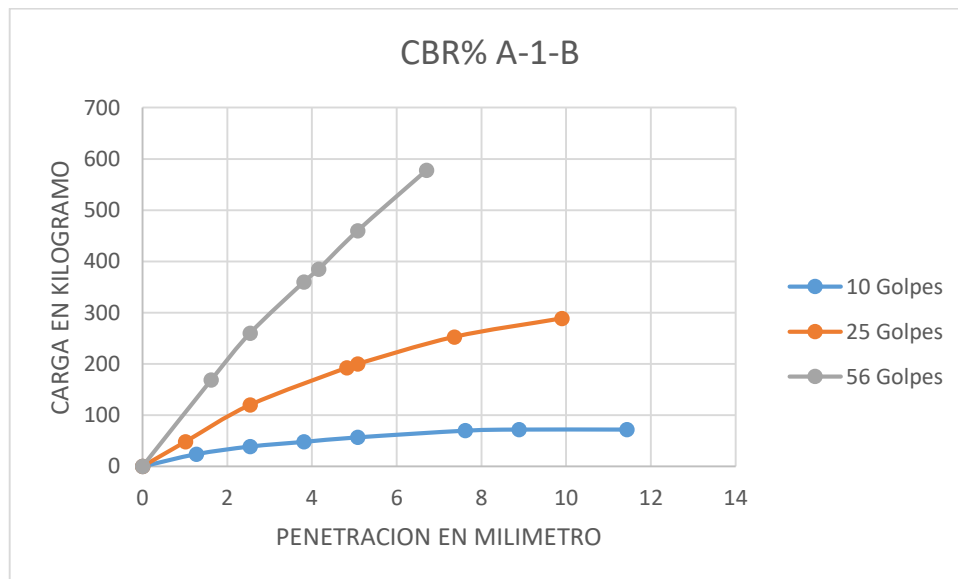
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 66. RESULTADO DE CBR PARA EL SUELO A-1-B

muestra	Penetración (pulg)	deformación	Carga (kg)	Presión (PSI)	Carga unitaria patrón (PSI)	CBR (%)	promedio
A-1-b (10 golpes)	0.1	1	24.07	17.65	1000	3.9	3.85
	0.2	2	57	35.3	1500	3.8	
A-1-b (25 golpes)	0.1	1	120	17.65	1000	12	12.67
	0.2	2	200	35.3	1500	13.33	
A-1-b (56 golpes)	0.1	1	260	17.65	1000	26	28.34
	0.2	4	460	70.6	1500	30.67	

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 30. GRAFICA DE CBR A-1-B



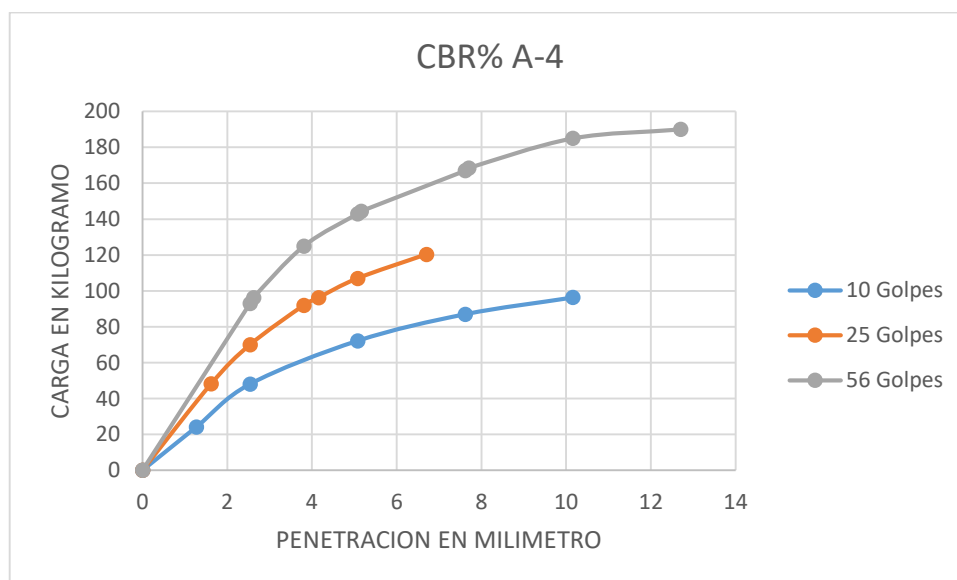
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 67. RESULTADO DE CBR PARA EL SUELO A-4

muestra	Penetración (pulg)	deformación	Carga (kg)	Presión (PSI)	Carga unitaria patrón (PSI)	CBR (%)	promedio
A-4 (10 golpes)	0.1	0	48.1	0	1000	4.81	4.81
	0.2	2	72.2	35.3	1500	4.81	
A-4 (25 golpes)	0.1	0	70	0	1000	7	7.07
	0.2	1	107	24.07	1500	7.13	
A-4 (56 golpes)	0.1	0	93	0	1000	9.3	9.42
	0.2	2	143	48.14	1500	9.53	

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 31. GRAFICA DE CBR A-4



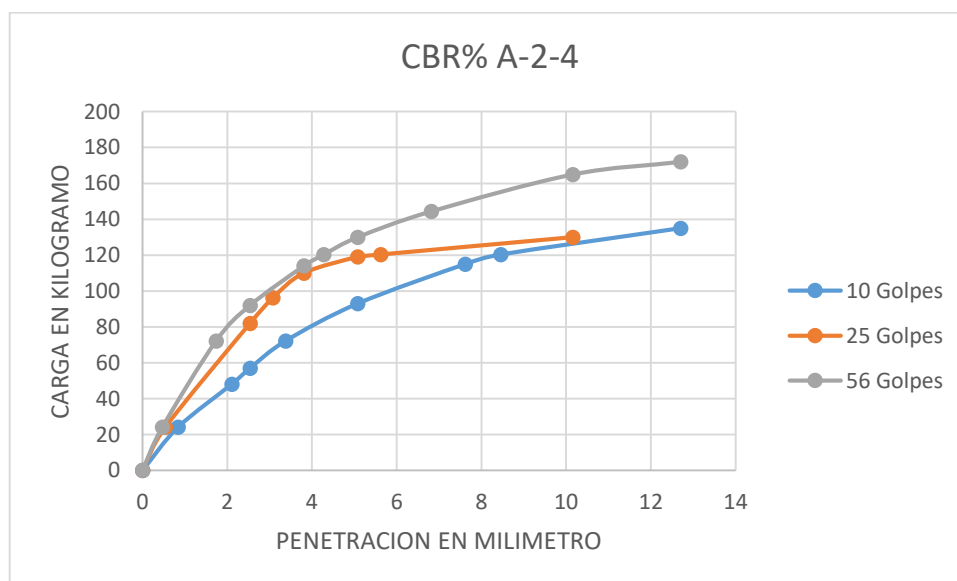
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 68. RESULTADO DE CBR PARA EL SUELO A-2-4

muestra	Penetración (pulg)	deformación	Carga (kg)	Presión (PSI)	Carga unitaria patrón (PSI)	CBR (%)	promedio
A-2-4 (10 golpes)	0.1	1	57	17.65	1000	5.7	5.95
	0.2	3	93	52.95	1500	6.2	
A-2-4 (25 golpes)	0.1	1	82	17.65	1000	8.2	8.07
	0.2	4	119	70.6	1500	7.93	
A-2-4 (56 golpes)	0.1	3	92	52.95	1000	9.2	8.94
	0.2	5	130	88.25	1500	8.67	

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 31. GRAFICA DE CBR A-2-4



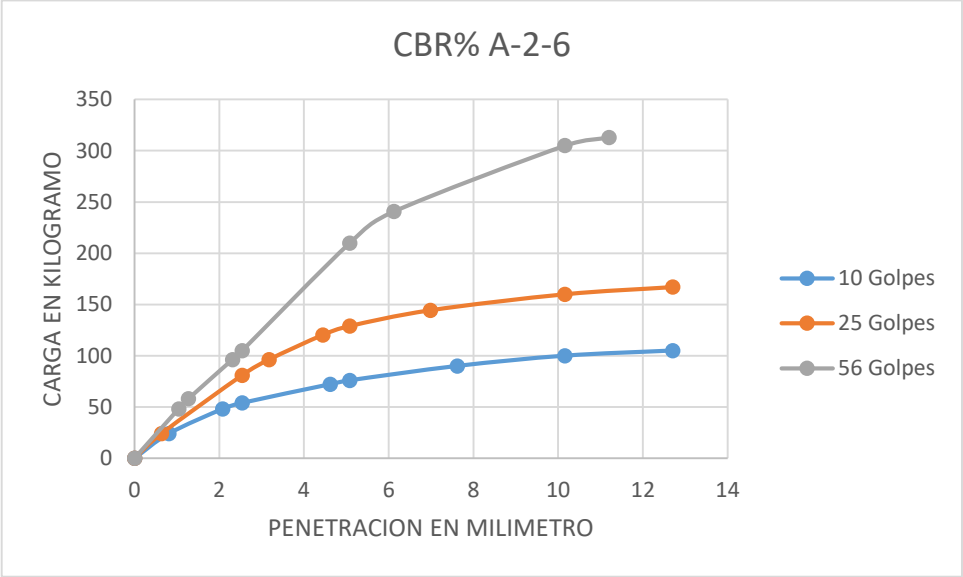
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 69. RESULTADO DE CBR PARA EL SUELO A-2-6

muestra	Penetración (pulg)	deformación	Carga (kg)	Presión (PSI)	Carga unitaria patrón (PSI)	CBR (%)	promedio
A-2-6 (10 golpes)	0.1	0	54	0	1000	5.4	5.7
	0.2	2	76	35.3	1500	6	
A-2-6 (25 golpes)	0.1	2	81	35.3	1000	8.1	8.35
	0.2	5	129	88.25	1500	8.6	
A-2-6 (56 golpes)	0.1	2	105	35.3	1000	10.5	12.25
	0.2	6	210	105.9	1500	14	

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 32. GRAFICA DE CBR A-2-6



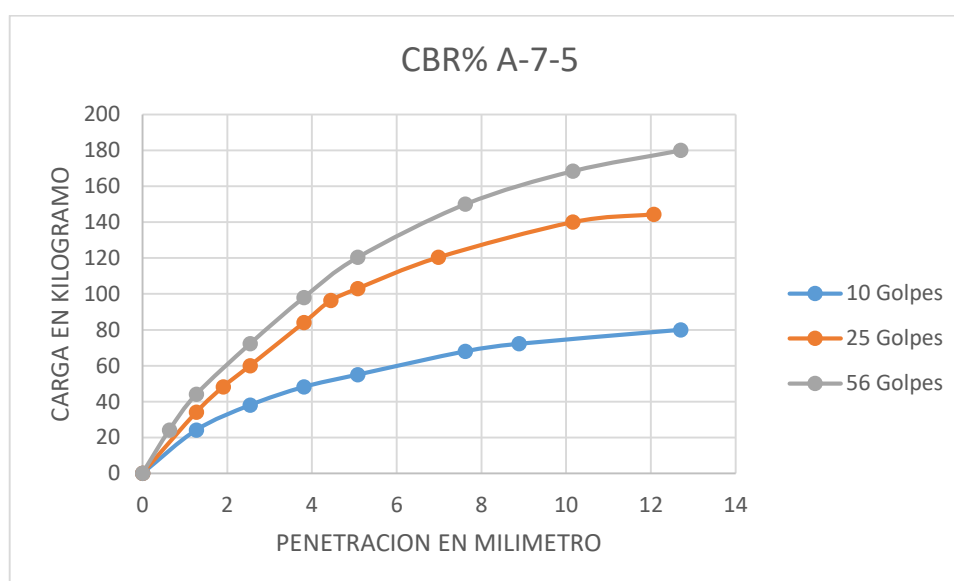
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 70. RESULTADO DE CBR PARA EL SUELO A-7-5

muestra	Penetración (pulg)	deformación	Carga (kg)	Presión (PSI)	Carga unitaria patrón (PSI)	CBR (%)	promedio
A-7-5 (10 golpes)	0.1	1	38	17.65	1000	3.8	3.75
	0.2	2	55	35.3	1500	3.7	
A-7-5 (25 golpes)	0.1	2	60	35.3	1000	6	6.44
	0.2	4	103	70.6	1500	6.87	
A-7-5 (56 golpes)	0.1	3	72.2	52.95	1000	7.22	7.62
	0.2	5	120.34	88.25	1500	8.02	

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 33. GRAFICA DE CBR A-7-5



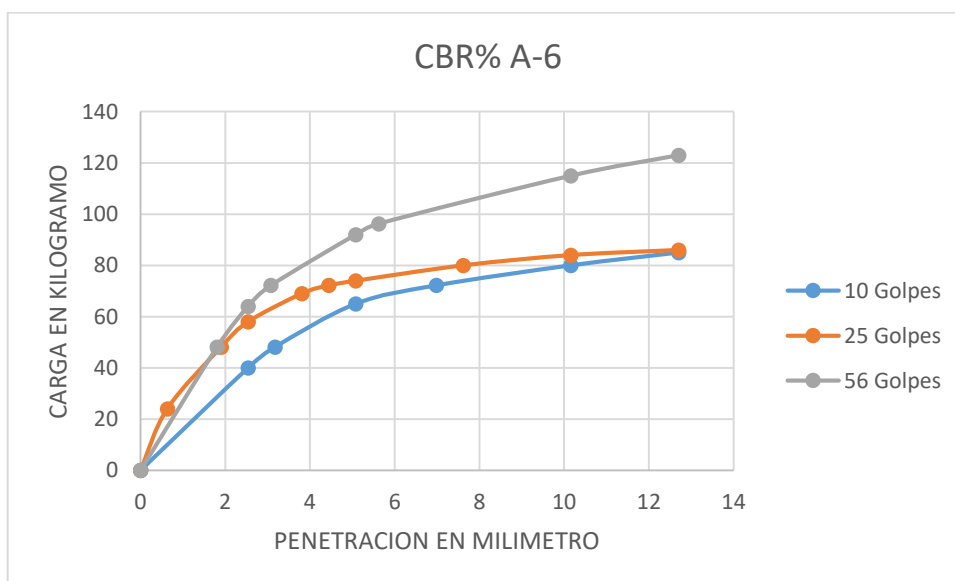
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 71. RESULTADO DE CBR PARA EL SUELO A-6

muestra	Penetración (pulg)	deformación	Carga (kg)	Presión (PSI)	Carga unitaria patrón (PSI)	CBR (%)	promedio
A-6 (10 golpes)	0.1	1	40	17.65	1000	4	4.17
	0.2	2	65	35.3	1500	4.33	
A-6 (25 golpes)	0.1	2	58	35.3	1000	5.8	5.37
	0.2	3	74	52.95	1500	4.93	
A-6 (56 golpes)	0.1	2	64	35.3	1000	6.4	6.27
	0.2	3	92	52.95	1500	6.13	

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 34. GRAFICA DE CBR A-6



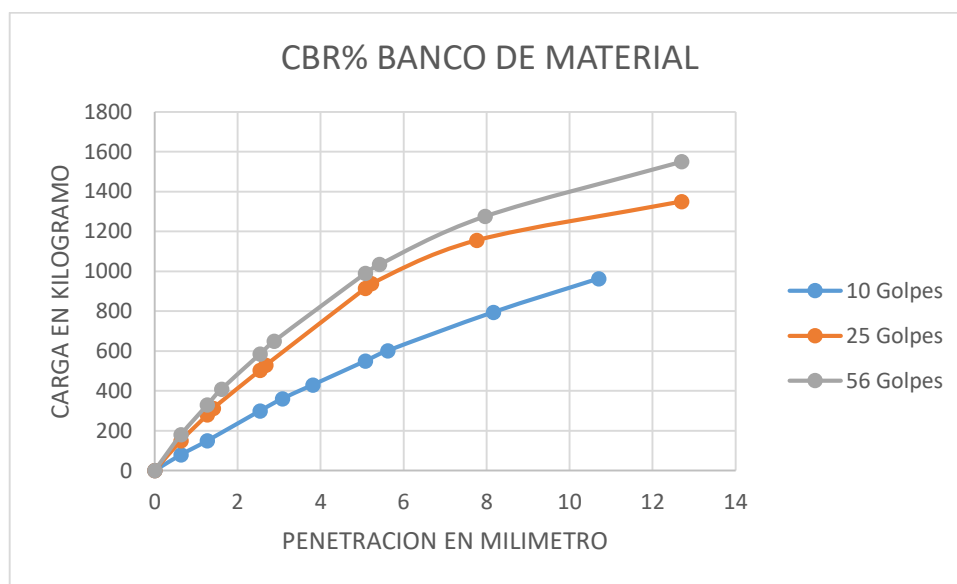
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 72. RESULTADO DE CBR PARA EL SUELO A-1-B (Banco de Material)

muestra	Penetración (pulg)	deformación	Carga (kg)	Presión (PSI)	Carga unitaria patrón (PSI)	CBR (%)	promedio
A-1-b (10 golpes)	0.1	6	300	105.9	1000	30	33.34
	0.2	15	550	361.02	1500	36.67	
A-1-b (25 golpes)	0.1	7	503	123.55	1000	50.3	55.65
	0.2	22	915	388.3	1500	61	
A-1-b (56 golpes)	0.1	10	585	176.5	1000	58.5	62.25
	0.2	27	990	476.55	1500	66	

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 35. GRAFICA DE CBR A-1-B (Banco de Material)



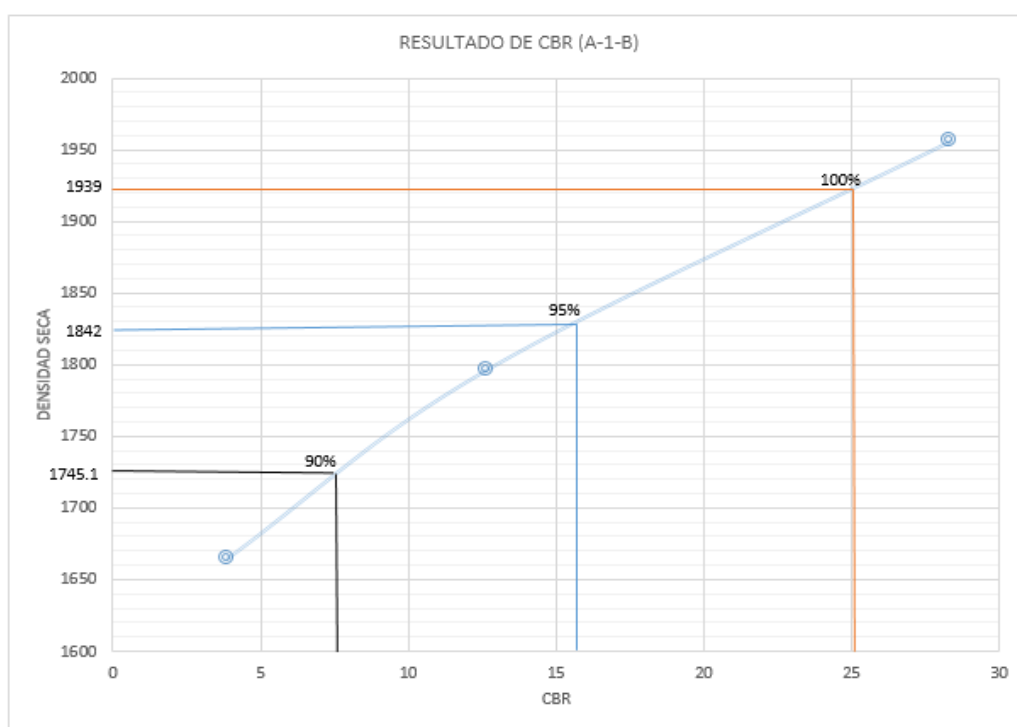
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 72. RESULTADOS DE CBR AL 90%, 95% Y 100% DE COMPACTACIÓN

SUELO A-1-B(0)		
% DE COMPACTACION	CBR	DENSIDAD
90	8.8	1745.1
95	17	1842
100	26.6	1939

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 36. GRAFICA DE RESULTADOS DE CBR POR DENSIDAD SECA MAXIMA



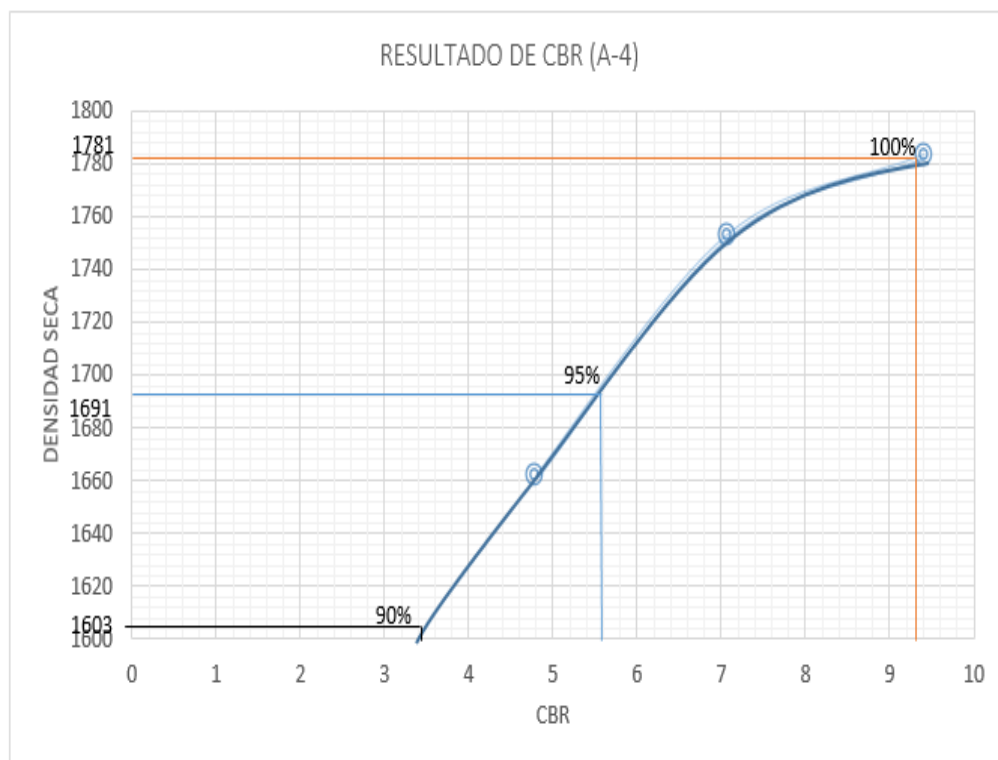
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 73. RESULTADOS DE CBR AL 90,95 Y 100 PORCIENTO DE COMPACTACION

SUELO A-4		
% DE COMPACTACION	CBR	DENSIDAD SECA
90	3.7	1603
95	5	1692
100	9.3	1781

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 37. GRAFICA DE RESULTADO DE CBR POR DENSIDAD SECA MAXIMA



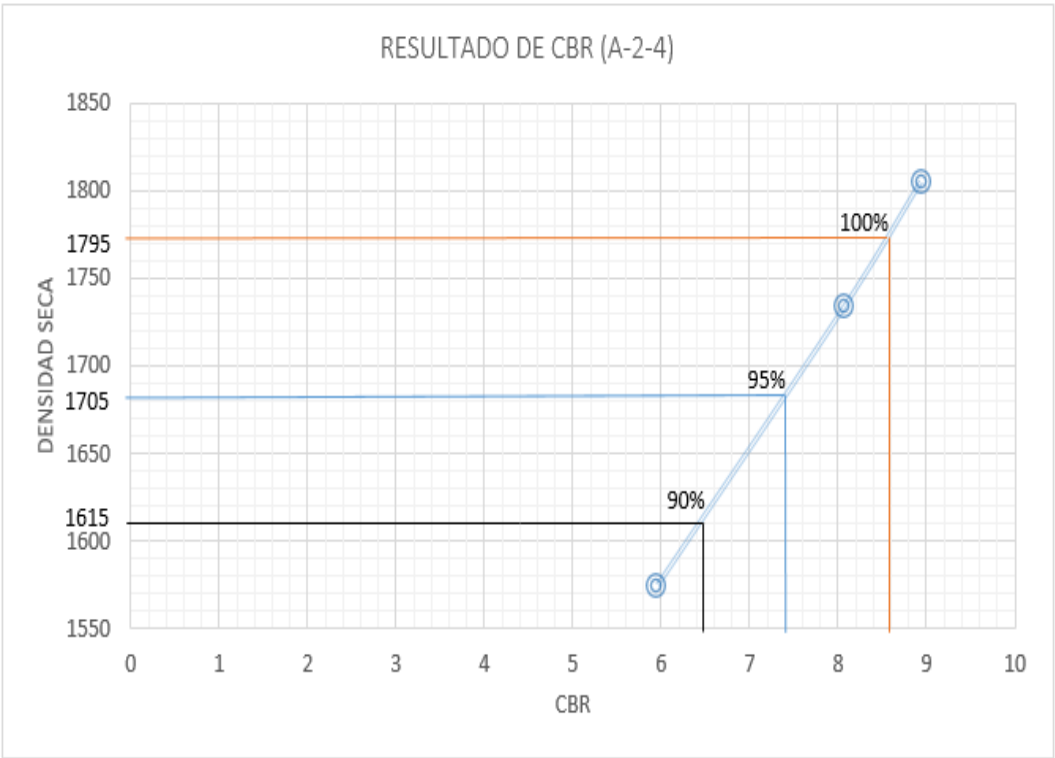
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 74. RESULTADOS DE CBR AL 90,95 Y 100 PORCIENTO DE COMPACTACION

SUELO A-2-4(0)		
% DE COMPACTACION	CBR	DENSIDAD
90	6.44	1615
95	8	1705
100	8.8	1795

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 37. GRAFICA DE RESULTADO DE CBR POR DENSIDAD SECA MAXIMA



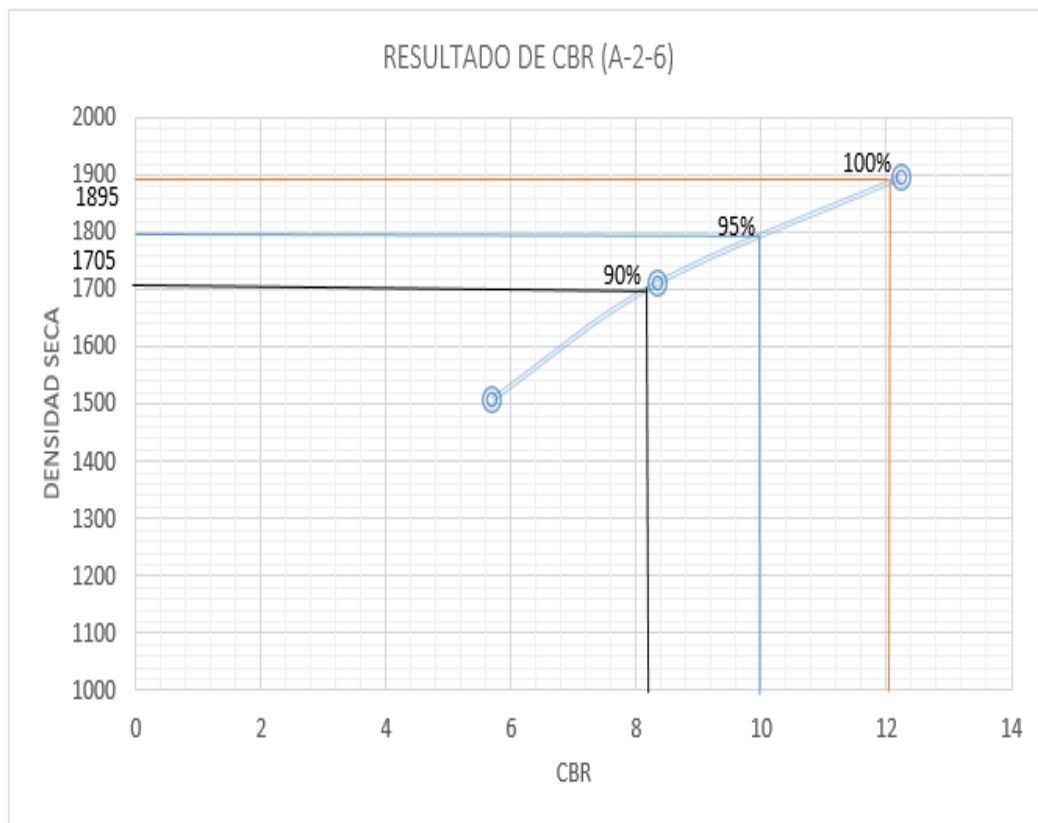
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 75. RESULTADOS DE CBR AL 90,95 Y 100 PORCIENTO DE COMPACTACION

SUELO A-2-6(1)		
% DE COMPACTACION	CBR	DENSIDAD
90	8.1	1706
95	10	1800
100	12.1	1895

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 37. GRAFICA DE RESULTADO DE CBR POR DENSIDAD SECA MAXIMA



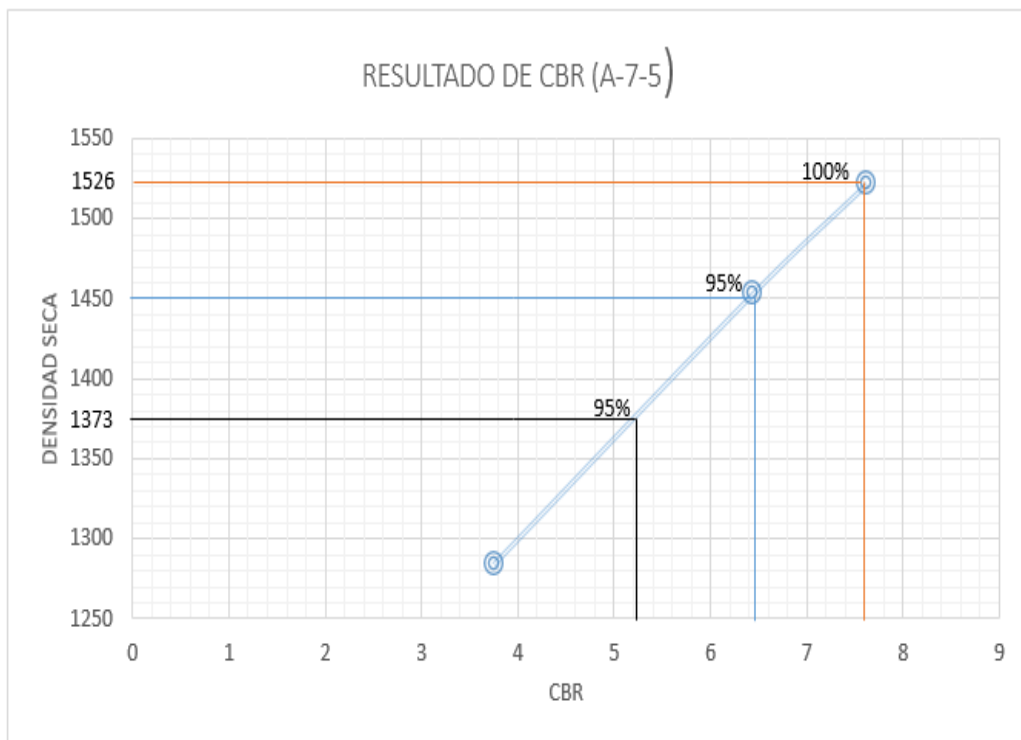
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 76. RESULTADOS DE CBR AL 90,95 Y 100 PORCIENTO DE COMPACTACION

SUELO A-7-5(6)		
% DE COMPACTACION	CBR	DENSIDAD
90	5.2	1373
95	7	1449
100	7.6	1526

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 38. GRAFICA DE RESULTADO DE CBR POR DENSIDAD SECA MAXIMA



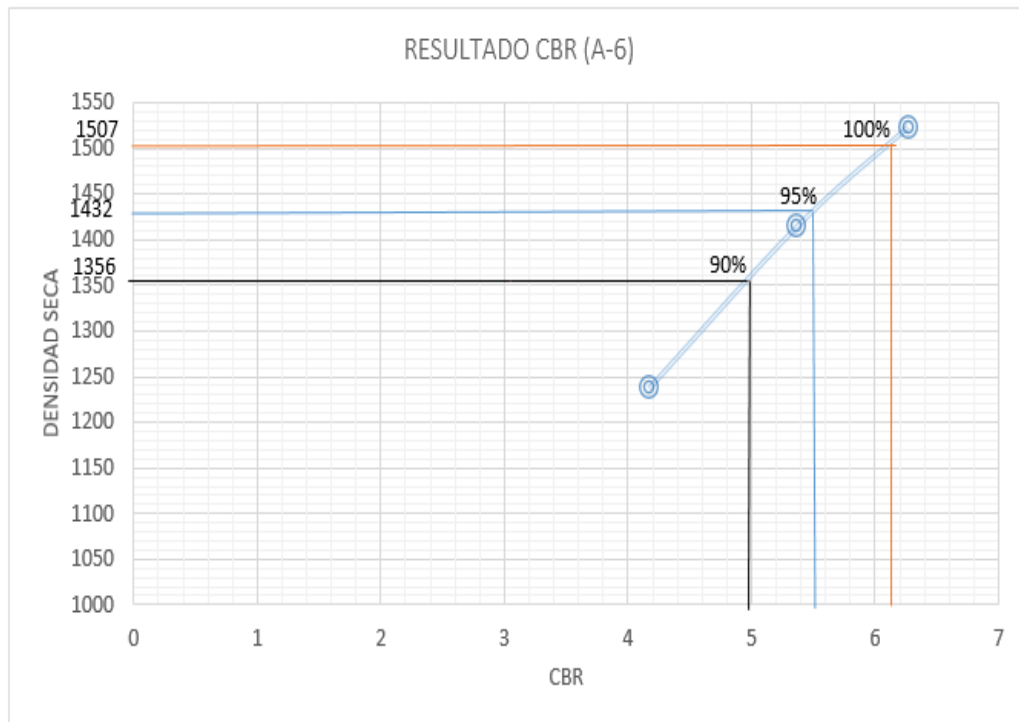
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 77. RESULTADOS DE CBR AL 90,95 Y 100 PORCIENTO DE COMPACTACION

SUELO A-6(3)		
% DE COMPACTACION	CBR	DENSIDAD SECA
90	4.95	1356
95	6	1432
100	6.15	1507

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 39. GRAFICA DE RESULTADO DE CBR POR DENSIDAD SECA MAXIMA



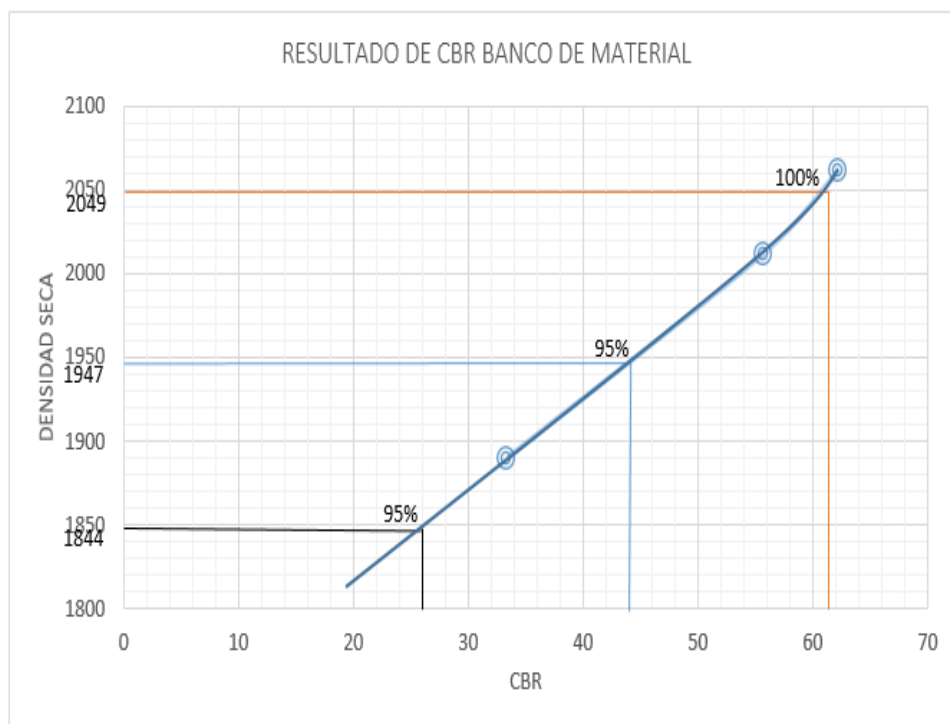
Fuente: Elaboración Propia

TABLA NO. 78. RESULTADOS DE CBR AL 90,95 Y 100 PORCIENTO DE COMPACTACION

BANCO DE MATERIAL A-1B(0)		
% DE COMPACTACION	CBR	DENSIDAD SECA
90	26	1844
95	44	1946
100	61	2049

Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 40. GRAFICA DE RESULTADO DE CBR POR DENSIDAD SECA MAXIMA



Fuente: Elaboración Propia

FIGURA NO. 41. CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL (PAVIMR)

pavimR (Para diseñar Pavimentos) - [Diseño de Pavimento Flexible]

Archivo Pavimento Ayuda

Euación AASHTO 93

Serviciabilidad Inicial y Final

PSI Inicial: 4.2

PSI Final: 2

Confiability [Zr] y Desviación Estandar [So]

Zr: -0.841

So: 0.45

Seleccionar dato que tiene

☐ Espesor D ☒ Eje W18

W18: 393321.77

Módulo de Reacción de la Subrasante

K: 11018.49 psi

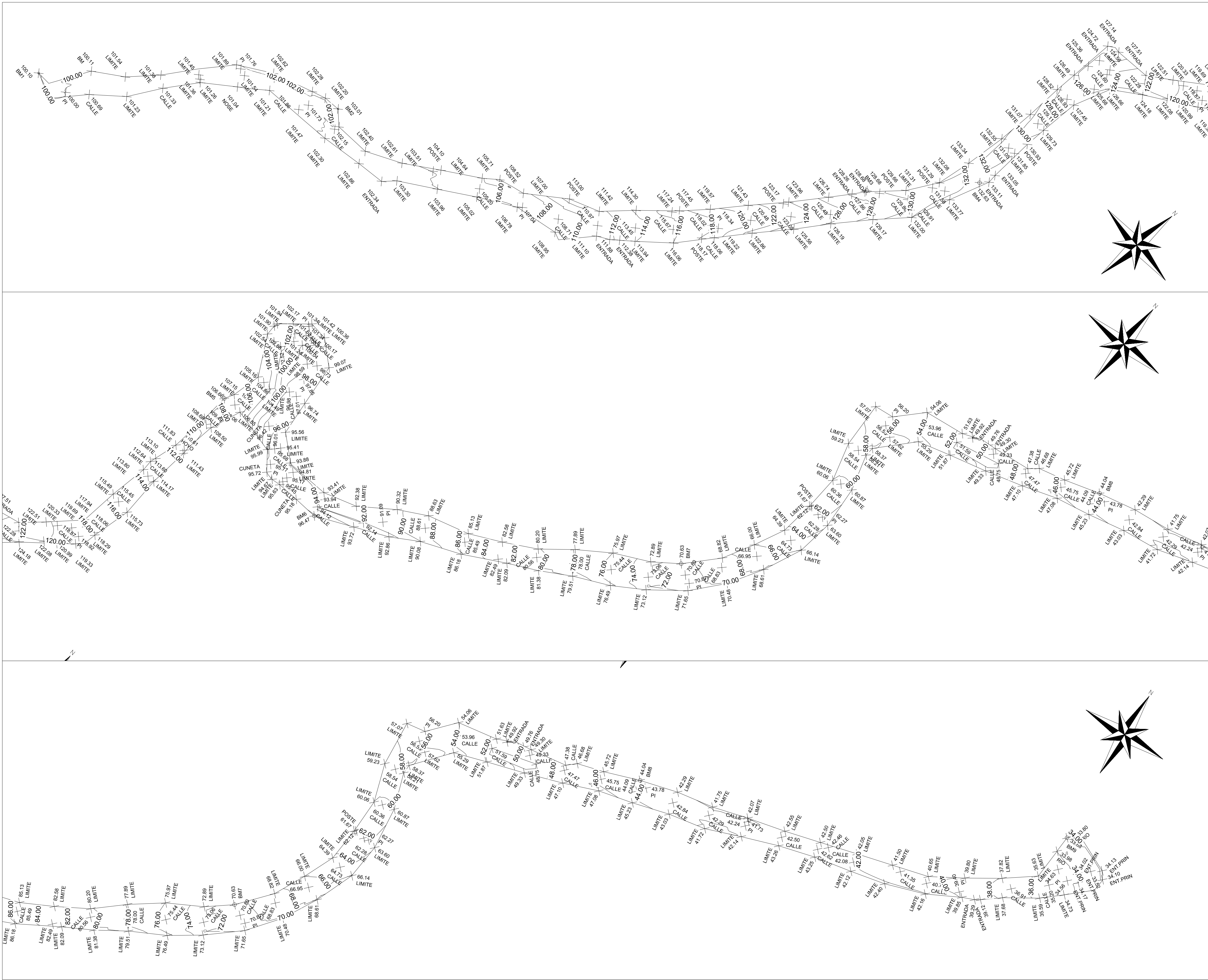
Resultado

D: 2.33905 psi

Calcular Insertar Limpiar

Fuente: Software, PavimR, Universidad Nacional de Huancavelica

PLANOS



General Notes

CURVAS DE NIVEL DEL TRAMO SAN FRANCISCO DEL NORTE- GUAYAVILLA

- PI: Punto de
Intercambio.
BM: Punto de
Referencia
(Inamobile).
LIMITE: Limite del
camino.
CALLE: Camino
trazado por los
vehiculos.
ENTRADA: Entrada a
otros caminos,
casas,etc.

No.	Revision/Issue	Date

Firm Name and Address



Project Name and Address

DISÑO GEOMETRICO Y
ESTRUCTURAL DE PAV
ARTICULADO SAN FRSC
DEL NRT – GUAYAVILLA

Project
MONOGRAFIA

Date
17/10/2018

Scale
1:1000

Sheet

1